



TEKNILLINEN TIEDEKUNTA

AHVENKOSKEN SILLAN MONITOROINTITULOSTEN ANALYSOINTI

Iiris Erkkilä

RAKENNUS- JA YHDYSKUNTATEKNIIKAN KOULUTUSOHJELMA

Diplomityö

Toukokuu 2021

TIIVISTELMÄ

Ahvenkosken sillan monitorointitulosten analysointi

Iiris Erkkilä

Oulun yliopisto, Rakennus- ja yhdyskuntatekniikan koulutusohjelma

Diplomityö 2021, 102 s. + 6 liitettä

Työn ohjaaja yliopistolla: Antti Niemi

Diplomityön tavoitteena on tutkia Ahvenkosken itäisen yksikaarisen langerpalkkisillan rakenteellista toimintaa ja sen yhdenmukaisuutta sillan FEM-mallin kanssa. Sillan rakenteellista toimintaa on monitoroitu kiinteällä ja sillan rakenteen kattavalla jännitysten monitorointijärjestelmällä. FEM-malli luotiin työtä varten sillan alkuperäisen, mitoituksessa käytetyn FEM-mallin pohjalta. FEM-mallin luonnin tavoitteena on toisintaa sillan toimintaa mahdollisimman hyvin, ja mahdollistaa erilaisten kuormitustapausten vaikutusten arviointi. Työssä on analysoitu ja vertailtu kahden, vuosina 2014 ja 2019, toteutetun identtisen koekuormituksen taipuma- ja jännitysmittaustuloksia, sekä verrattu niitä luodusta FEM-mallista saatuihin tuloksiin. FEM-mallin lisäksi poikkileikkausten jännitysten laskennassa on käytetty sillan mitoitusvarten tehtyjä, diplomityötä varten muokattuja Mathcad-laskentapohjia.

Työn tuloksena on todettu, että sillan rakenteellinen toiminta on muuttunut viiden vuoden mittausvälin aikana. Rakenteiden toiminta vastasi mittaustulosten perusteella vuoden 2019 koekuormituksessa paremmin sillan mitoitusperiaatteellista toimintaa. Tuloksista havaittiin muutoksia kuormien jakautumisessa. Työssä on esitetty mahdollisia syitä havaituille muutoksille, sekä pohdittu sillan mittauksiin liittyviä epätarkkuuksia ja niiden vaikutuksia. Työn tuloksena on todettu, että sillan toiminta vastaa riittävän tarkalla tavalla sitä, kuinka sen on mitoitusvaiheessa odotettu toimivan. Sillan FEM-malli tuottaa riittävän tarkkoja, todellisuutta vastaavia tuloksia.

Työssä on pohdittu myös sillan monitorointijärjestelmää ja siihen liittyviä ratkaisuja. Kokonaisuutta monitorointisuunnitelmasta monitoroinnin toteutukseen on käyty läpi ja prosessiin on esitetty parannusehdotuksia. Diplomityötä luontevasti seuraavia jatkotutkimusaiheita on esitetty.

Työn tulokset koskevat Ahvenkosken langerpalkkisiltaa, eikä niitä voida suoraan yleistää tai verrata muunlaisiin tapauksiin. Tulokset antavat kuitenkin hyvin tietoa tämänkaltaisen erikoisemman yksikaarisen langerpalkkirakenteen toiminnasta, ja monitorointiprosessin, FEM-mallin ja laskennan periaatteita voidaan hyödyntää muiden siltojen monitoroinnissa, ja monitorointi- ja analysointiprosessien kehittämisessä.

Asiasanat: langerpalkkisilta, koekuormitus, FEM-analyysi, rakenteellinen monitorointi

ABSTRACT

The Analysis of Ahvenkoski bridge's monitoring results

Iiris Erkkilä

University of Oulu, Degree Programme of Civil Engineering

Master's thesis 2021, 102 pp. + 6 Appendixes

Supervisor at the university: Antti Niemi

The objective of this master's thesis is to evaluate and analyze the Eastern Ahvenkoski tied-arch bridge's structural function and its resemblance to the bridge's finite element method (FEM) model. The bridge and its structural function have been monitored with a permanent, extensive stress monitoring system. The FEM model was created as a part of this master's thesis from the basis of the bridge's original FEM model that was used in the bridge's structural design. The objective of the FEM model is to copy the bridge's structural function as accurately as possible and make it possible to analyze different loading scenarios for the Ahvenkoski bridge. There were two identical load tests conducted on the bridge, first one in 2014 and the second one in 2019. The measured stresses and displacements are analyzed and compared. The measured results are then compared to the FEM model's calculational stresses and displacements. In addition to the FEM model the bridge's original Mathcad calculations are modified and used to calculate the stresses of cross sections.

As an outcome of the thesis it is stated that the structural behavior of the Ahvenkoski bridge has changed over the five-year period. According to the measured stresses and displacements of the year 2019 test loading and the calculational results it is stated that the bridge's structural function better resembles the way it was originally designed. Changes were found in the structure's load distribution. There are possible causes presented. Possible sources of error and their effects have been discussed. As a result, it is stated that the bridge's current structural behavior resembles the way it was designed

in a sufficient way. The created FEM model generates sufficient, reality-resembling results with a satisfactory margin for error.

The monitoring system and its function, efficiency and processes are discussed. The monitoring process has been evaluated from the original monitoring plan to the final execution, and possible issues and suggestions for improvements are presented. Research topics continuing from this master's thesis are discussed.

The topics and results of this master's thesis are related to the one arched tied-arch bridge of Ahvenkoski. The results as such cannot be generalized for other bridges. However, the results and discussions can give valuable information of the behavior of similar tied-arch bridges with one arch. The information and discussion of the monitoring system, its efficiency and function can be used in the monitoring processes of other bridges. The basic ideas of the FEM analysis and stress and displacement calculations can be utilized in comparable cases.

Keywords: tied-arch bridge, load testing, FEM analysis, structural monitoring

ALKUSANAT

Tämä diplomityö tehtiin osana Oulun yliopiston rakennus- ja yhdyskuntatekniikan diplomi-insinöörin tutkintoa. Diplomityö tehtiin Sitowise Oy:ssa Väyläviraston tilauksesta, ja työ sijoittuu aikavälille marraskuusta 2019 2021. Haluan kiittää Väylävirastoa mielenkiintoisesta aiheesta ja työn läpi jatkuneesta tuesta ja ohjauksesta.

Oulun yliopistolta haluan kiittää professori Antti Niemeä, joka toimi työni valvojana. Ohjausryhmääni kuuluivat DI Jussi Luokkakallio, DI Mikko Peltomaa, TkL Timo Tirkkonen, DI Heikki Lilja, DI Heini Raunio, sekä TkT Veijo Lyöri, joista jokaista haluan kiittää tuesta, sekä avusta työn loppuun saattamisessa. Sitowise Oy:lta haluan lisäksi kiittää myös DI Mikko Tuomista sekä DI Ristomatti Heliniä asiantuntevan avun tarjoamisesta kautta työn.

Lopuksi haluan kiittää opiskelutovereitani, jotka ovat kulkeneet mukani koko opiskeluaikani ja olleet korvaamattomana vertaistukenani läpi tämän työn.

Espoo, 4.5.2021



Iiris Erkkilä

SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ.....	1
ABSTRACT	3
ALKUSANAT	5
SISÄLLYSLUETTELO.....	6
MERKINNÄT JA LYHENTEET	8
1 Johdanto.....	10
2 Lähtötiedot ja teoria	12
2.1 Ahvenkosken itäinen langerpalkkisilta.....	12
2.2 Puristetut siltatyypit	13
2.2.1 Langerpalkkisilta.....	15
2.3 Ahvenkosken sillan rakenteellinen toiminta.....	17
2.3.1 Ahvenkosken sillan kaaren toiminta.....	21
2.3.2 Ahvenkosken sillan kannen liittorakenteen toiminta	23
2.3.3 Ahvenkosken sillan poikkipalkkien toiminta.....	24
2.3.4 Ahvenkosken sillan vääntökotelon toiminta	26
3 Mittaukset ja mittausdatan käsittely	31
3.1 Mittauslaitteisto ja mittausmenetelmä	31
3.2 Työn- ja käytönaikaiset mittaukset	35
3.2.1 Rakentamisen aikainen monitorointi	35
3.2.2 Käytönaikainen monitorointi.....	38
3.3 Koekuormitukset	38
3.3.1 Vuoden 2014 koekuormitus.....	41
3.3.2 Vuoden 2019 koekuormitus.....	43
3.3.3 Vuoden 2014 lisäkoekuormitus erikoiskuljetuslavetilla	45
3.4 Aikaisempia tutkimuksia	46
3.4.1 Mittausdatan käsittely	46
3.5 Mittaustulokset	48
4 Laskelmat ja vertailut.....	53
4.1 Laskentaohjelmistot	53
4.1.1 FinnSAP	53

4.1.2 SOFiSTiK.....	53
4.2 Sillan laskennallinen rakennemalli	53
4.2.1 Palkki- ja kuorielementeillä luodut rakennemallit.....	54
4.2.2 Uuden SOFiSTiK-mallin luonti.....	55
4.2.3 Rakennemallin ja mittaustulosten käyttö analyysissä	58
4.3 Vuodenajoista johtuvien lämpötilamuutosten vaikutus mittaustuloksiin	65
4.4 Koekuormitusten mittaustulosten vertailu.....	65
4.4.1 Koekuormitusten taipumien vertailu	65
4.4.2 Koekuormitusten jännitysten vertailu	69
4.4.3 Koekuormitusten dynaamisten ajovaiheiden jännitysten vertailu.....	72
4.5 Mittaustulosten ja laskentamallin tulosten vertailu	74
4.5.1 Koekuormituksen ja laskennan taipumien vertailu	75
4.5.2 Koekuormituksen ja laskennan jännitysten vertailu.....	77
4.6 Mittausjakson aikana tapahtuneet muutokset rakenteellisessa toiminnassa	80
5 Tulosten luotettavuus ja arviointi	85
5.1 Mittauksiin liittyvän data-aineiston luotettavuus	85
5.1.1 Etäisyyskompensointi.....	86
5.1.2 Reunapalkkien halkeilu tukien T2 ja T3 läheisyydessä	88
5.2 Laskentamallin ja laskentatulosten luotettavuus	91
6 Johtopäätökset	92
6.1 Suositukset	93
7 Yhteenveto	96
LÄHDELUETTELO.....	98

LIITTEET:

Liite 1. Rakennemallin analyttiset poikkileikkaussuureet

Liite 2. Takymetrimittauspisteiden sijainti sillalla

Liite 3. Venymäantureiden sijainti sillalla

Liite 4. Koekuormitustilanteiden mittaustulokset ja niiden vertailu

Liite 5. Lasketut jännitykset

Liite 6. Jännityslaskelmien yhteenveto

MERKINNÄT JA LYHENTEET

A_a	on pinta-ala kuvan 13 mukaan
A_D	on ristikkosauvan poikkileikkauksen pinta-ala
A_S	on pinta-ala kuvan 13 mukaan
A_V	on ristikon poikkisauvan pinta-ala
A_o	on seinämän keskiviivan sisään jäävä pinta-ala
A_y	on pinta-ala kuvan 13 mukaan
a	on poikkisauvojen välimatka
d_{ofs}	on poikkileikkauksen neutraaliakselin ja painopisteen välinen etäisyys
E	on kimmokerroin
G	on liukukerroin
h	on ristikon leveys
I_T	on vääntöjäyhyysmomentti
K_{pituus}	on pituuden korjauskerroin
L	on langerpalkkisillan jännemitta
L_d	on elementin pituus
l_D	on diagonaalisauvan pituus
l_{ant}	on anturin pituus
l_{ef}	on anturikiinnitysten efektiivinen pituus
$M_{lisä}$	on poikkileikkauksen neutraaliakselin ja painopisteen erosta johtuva momentti
N_{PL92}	on poikkileikkauksen PL92 normaalivoima rakennemallin mukaan
t	on seinämän paksuus
t'	on redusoitu seinämäpaksuus
t_{min}	on seinämän pienin paksuus
W_T	on vääntövastus
q	on leikkausvoiman suuruus

ΔL_d	on elementin pituuden muutos
ΔT	on lämpötilan muutos
ϵ	on venymä
ϵ_{kok}	on anturin mittaama kokonaisvenymä
$\epsilon_{\text{lämp}}$	on lämpötilasta aiheutuva venymä
ϵ_{mek}	on kuormituksesta johtuva mekaaninen venymä
ϵ_{virhe}	on mahdollisen venymämittausrvirheen suuruus
λ_{CTE}	on lämpölaajenemiskerroin
σ	on jännitys
σ_{virhe}	on venymän virhemarginaalin mukainen jännitys
τ	on leikkausvoima
FEM	Finite Element Method, suomeksi elementtimenetelmä.

1 JOHDANTO

Työn tavoitteena on arvioida Ahvenkosken itäisen langerpalkkisillan rakenteellista toimintaa tehtyjen mittausten perusteella ja verrata sitä laskennalliseen suunnitteluvaiheen malliin, sekä perehtyä rakenteellisen toiminnan muutoksiin viiden vuoden mittausjakson aikana. Tehtyihin mittauksiin kuuluvat tämän työn puitteissa kaksi koekuormitusta vuosina 2014 ja 2019, sekä niiden yhteydessä suoritettut sillan rakenteiden taipuma- ja jännitysmittaukset.

Työ on annettu Väyläviraston toimeksiannosta tehtäväksi Sitowise Oy:lle. Ahvenkosken langerpalkkisilta on rakenneratkaisuiltaan ainutlaatuinen kohde Suomessa, ja sen takia sen monitoroinnin tuloksiin perehtyminen on tarpeellista.

Jännitysten ja taipumien laskentaa varten on tavoitteena luoda alkuperäistä rakennemallia vastaava elementtimenetelmää hyödyntävä laskentamalli, johon rakenteen monitoroinnin tuloksia verrataan. Tavoitteena on kalibroida laskennallinen rakennemalli vastaamaan sillan todellista rakenteellista toimintaa käyttäen kalibroinnin pohjana monitoroinnista saatua mittausdataa. Työn tuloksena saadaan tietoa myös siitä, mitkä sillan osat ovat rakenteellisesti kriittisimpiä ja siten vastaavien kohteiden suunnittelua voidaan kehittää ja optimoida tulevaisuudessa.

Diplomityön tavoitteena on myös perehtyä monitorointimenetelmään ja pohtia tapoja parantaa monitorointimetodia, sekä analysoida mittauksesta saatua dataa, sen määrän ja laadun tarkoituksenmukaisuutta sekä oikeellisuutta. Lisäksi pohditaan, minkälaisia muutoksia mittausjärjestelmä ja mitatun datan käsittely mahdollisesti vaatii. Pyritään kehittämään ideoita siitä, miten voidaan kehittää monitorointidatan hyödynnettävyyttä vastaavan kaltaisissa projekteissa.

Tutkimusmenetelmän pohjana on tapaustutkimus, sillä kyseessä on yksittäinen silta ja siihen liittyvät kertaluontoiset koekuormitusten mittaustulokset, sekä jatkuva, viiden vuoden mittausajanjaksolta saatu käytönaikainen mittausdata.

Tutkimusta varten luodaan uusi, nykyaikaista FEM-ohjelmaa hyödyntävä rakennemalli sillan toiminnasta FEM-analyysia varten mukaillen mallia, joka on luotu alun perin sillan mitoituksen yhteydessä. Tätä uutta rakennemallia kalibroidaan vastaamaan sillan todellista toimintaa. Vanha malli on luotu FinnSAP-nimisellä ohjelmistolla. Uusi malli luodaan Sitowise Oy:llä nykyisin rakenneanalyytikäytössä olevalla ohjelmalla, SOFiSTiKilla. Termi ”rakennemalli” voi eri yhteyksissä tarkoittaa eri asioita. Esimerkiksi Tekla-ohjelmistolla luotua rakenteen tietomallia voidaan joissain viittauksissa kutsua rakennemalliksi. Tässä työssä rakennemallilla tarkoitetaan elementtimenetelmään (FEM) perustuvaa rakenteen laskennallista mallia, joten tästä eteenpäin tässä diplomityössä käytetään termiä rakennemalli, kun viitataan elementtimenetelmää hyödyntävään laskentamalliin.

Tutkimus rajataan Ahvenkosken itäisestä sillasta jo olemassa olevien mittaustulosten analysointiin ja sillan rakenteellisen toiminnan analyysiin mittaustulosten pohjalta. Sillasta luodaan kalibroitu, todellisuutta mahdollisimman hyvin vastaava rakenteellinen malli ja arvioidaan sillan rakenneosien väsymistä, sekä suunnitteluprosessin optimointimahdollisuuksia. Työssä arvioidaan myös mittausmenetelmän soveltuvuutta ja esitetään parannusehdotuksia esimerkiksi datan keräykseen ja käsittelyyn liittyen siinä määrin, kuin se on työn laajuuden kannalta järkevää.

2 LÄHTÖTIEDOT JA TEORIA

2.1 Ahvenkosken itäinen langerpalkkisilta

Ahvenkosken vuonna 2014 rakennettu itäinen langerpalkkisilta sijaitsee Pyhtäällä Valtatie 7:n kohdassa, jossa moottoritie ylittää yksityistien Y216 sekä Ahvenkosken itäisen haaran. Haara toimii myös voimalaitoksen alakanavana. Keskiaukossaan, Ahvenkosken itäisen haaran ylittävällä osalla, silta on yksikaarinen langerpalkkisilta, kuten nähdään kuvasta 1. Kansirakenne on ripustettu teräksisestä kaaresta riipputangoilla, ja silta kantaa moottoritien molempien ajoratojen liikenteen monoliittisena rakenteena. Sillan läntinen maatuki on yhteinen siltojen S114A ja S114B kanssa. (Gordin, 2012, s. 2-3)

VT7:n tielinjan tasaustas siltapaikalla on noin +8,8 metrin ja +9,6 metrin välillä. Sillan hyödyllinen leveys on kaksitoista metriä molemmilla langerpalkkisillan kaaren erottamilla kansilla. Yhteenlaskettu hyötyleveys sillalla on siis 24 metriä. Kokonaisleveyttä sillalla on 28,8 metriä. (Gordin, 2012, s.2-3)

Silta on rakennettu paikalla siten, että teräsrakenne on koottu yhdeksi kokonaisuudeksi Ahvenkosken itäisen haaran penkalla, uoman länsipuolella. Tämän jälkeen teräsrakenne on siirretty paikalleen voimalaitoksen alakanavan päälle.



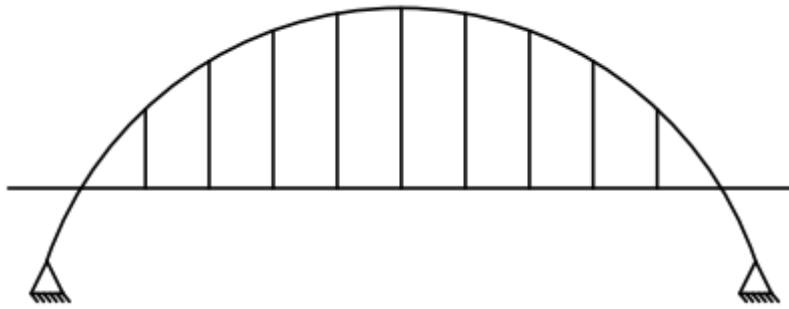
Kuva 1. Ahvenkosken itäinen langerpalkkisilta (Erkkilä, 2019).

2.2 Puristetut siltatyypit

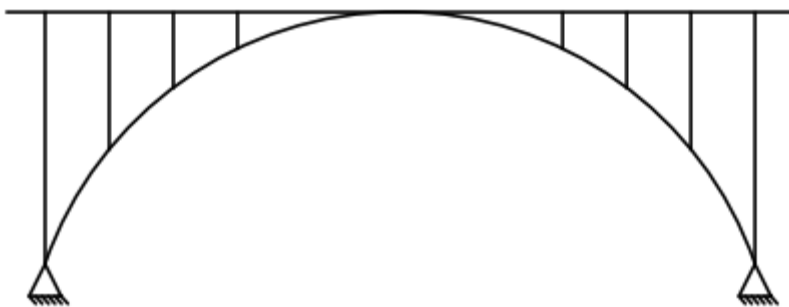
Rakennusinsinööriliiton vuonna 2018 julkaistun kirjan Sillat – suunnittelu, toteutus ja ylläpito mukaan puristettuja siltatyyppejä ovat kaarisillat, holvisillat ja langerpalkkisillat. Siltatyyppin toiminta perustuu sillan puristettuun kaareen, sekä kaaren kiinnitykseen sillan kansirakenteeseen, joka on vedetty rakenne. Kokonaisuus toimii oleellisena osana sillan pääkannattajaa. Tavallisen kaarisillan tapauksessa kaaren perustuksiin kohdistuu suuri vaakavoima, joka voi olla ratkaiseva tekijä päätettäessä, soveltuuko siltatyyppi suunnitellulle siltapaikalle esimerkiksi paikan maaperän geoteknisten ominaisuuksien osalta. (RIL, 2018, s.55)

Kaarisiltojen kaaren geometria suunnitellaan siinä tilassa, jossa kaari on puristuneena. Kaari voi sijaita joko sillankannen ylä- tai alapuolella. Jos kaari on sillan yläpuolella, ripustetaan kansi yleensä teräsrakenteiseen kaareen vetotankojen avulla. Vastaavasti kaaren sijaitessa sillan kannen alapuolella, kansi tukeutuu kaareen puristettujen pilareiden kautta. Tällöin rakenne on yleensä teräsbetoninen, sillä se sopii hyvin puristetun rakenteen materiaaliksi. Näitä kahta erilaista kannatustyyppiä voidaan kaarisillan tapauksessa myös sekoittaa niin, että osa sillan kannesta riippuu puristetusta

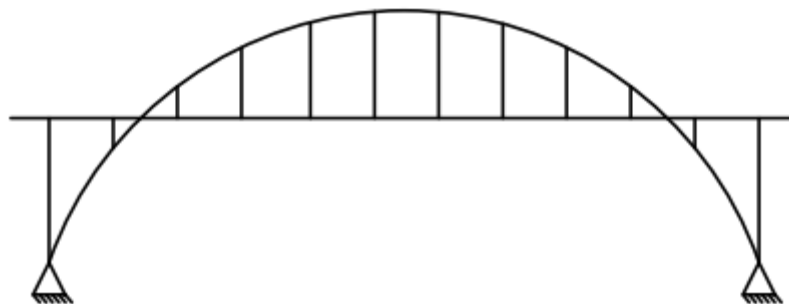
kaaresta ja osa tukeutuu siihen pilareilla. Mikäli kaarisillassa on kaksi tai useampia kaaria, yhdistetään ne toisiinsa poikkirakenteilla. (Rakennusinsinööriliitto, 2019, s.55) Kuvissa 2, 3 ja 4 esitetään periaatteellisesti edellä selitetyt siltatyypit.



Kuva 2. Kaarisilta, jossa sillankansi riippuu vetotangoilla kaaren varassa.



Kuva 3. Kaarisilta, jossa sillankansi tukeutuu kaareen pilareilla.



Kuva 4. Kaarisilta, jossa kansi osittain roikkuu vetotankojen varassa ja osittain tukeutuu kanteen pilareilla.

Yleensä Suomessa kaarisillat ovat vesistösiltoja, joiden jännemitta vaihtelee 60 ja 70 metrin välillä. Myös poikkeuksia löytyy, esimerkiksi Färjsundin silta Ahvenanmaalla on pääjänniteellään 130m pitkä. (Rakennusinsinöörien liitto, 2018, s.55)

2.2.1 Langerpalkkisilta

Langerpalkkisiltoja, joista käytetään englanninkielisessä kirjallisuudessa usein termiä tied-arch bridge, on suunniteltu ja rakennettu alkaen 1800-luvun loppupuolelta. Niitä käytetään vesistösiltoina ympäri maailman. (Finke, 2016, s.1) Ensimmäinen tunnettu kaarisilta, jossa käytettiin sillan kaarta tukevaa vetotankoa, on Dom Luis I -niminen teräsrakenteinen silta, joka rakennettiin Portossa, Portugalissa vuonna 1885. Sillan ylempää kantta kannattelee kaari, jonka vetotankona toimii sillan alempi kansi. (Finke, 2016, s. 6; Tyrrell, 1911)

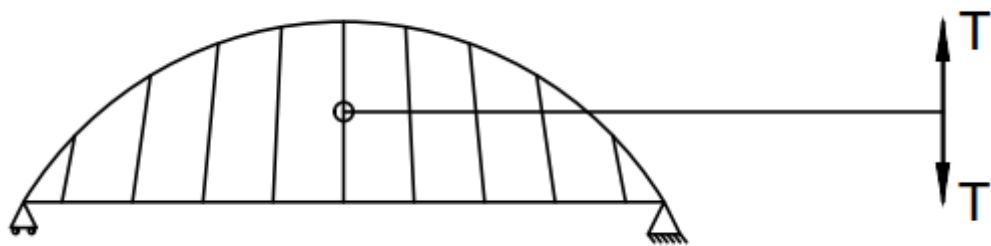
Suomessa langerpalkkisiltojen jännemitat ovat yleensä alle sata metriä, poikkeuksena venäläisrakenteinen Pörrin silta, joka rakennettiin Keitele-Päijänne -kanavan rakentamisen yhteydessä 1900-luvun alussa ja jonka jännemitta on 120 metriä. (Rakennusinsinöörien liitto, 2018, se. 55-56)

Langerpalkkisilta on rakenteelliselta toiminnaltaan vetotangollinen kaarisilta, joka on ulkoisesti staattisesti määrätty perinteisestä kaarisillasta poiketen. Yleensä sillan vaakasuuntaisen vetovoiman ottaa sillan jäykistyspalkki, eikä sillan perustuksiin kohdistu lainkaan vaakavoimia. Juuri tässä suhteessa langerpalkkisilta eroaa tavallisesta kaarisillasta. (Rakennusinsinöörien Liitto ry, 2018, s.55)

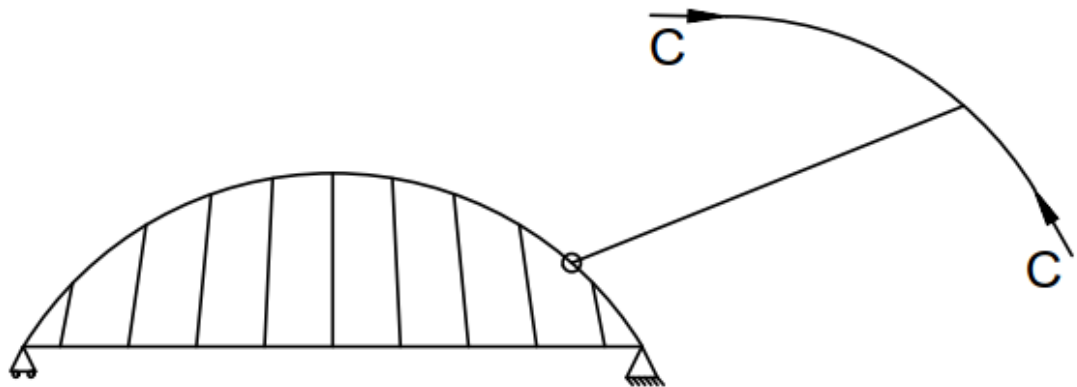
Yleensä langerpalkkisillat ovat kaksikaarisia ja kaaret ovat stabiliteetin saavuttamiseksi sidottuja toisiinsa. Kaaret ovat yleensä poikkileikkaukseltaan hitsattuja koteloita. Langerpalkkisillan kaarten nuolikorkeus vaihtelee yleensä välillä $\frac{1}{9}L - \frac{1}{6}L$, missä L on langerpalkkisillan jännemitta. Langerpalkkisilta voi koostua myös useista Langerkannattajista, kuten esimerkiksi vuonna 1965 käyttöönotettu Tornionjoen ylittävä Aavasaksan silta Ylitorniolla. Nykyisissä langerpalkkisilloissa kansi on yleensä

teräspalkkien ja betonilaatan muodostama liittorakenne. (Rakennusinsinöörien liitto, 2018, se. 55-56)

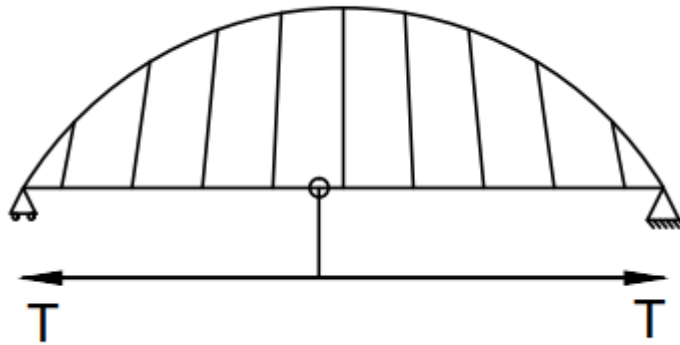
Kuvissa 5, 6 ja 7 on esitetty langerpalkkisillan eri rakenneosien toiminta periaatteellisina kuvina. Kuvassa 5 nähdään sillan vetotankojen normaalivoiman suunta, kuvassa 6 sillan kaaren normaalivoima ja kuvassa 7 sillan kannen normaalivoima.



Kuva 5. Langerpalkkisillan vetotanko on vedetty rakenneososa.



Kuva 6. Langerpalkkisillan kaari on puristettu rakenneososa.

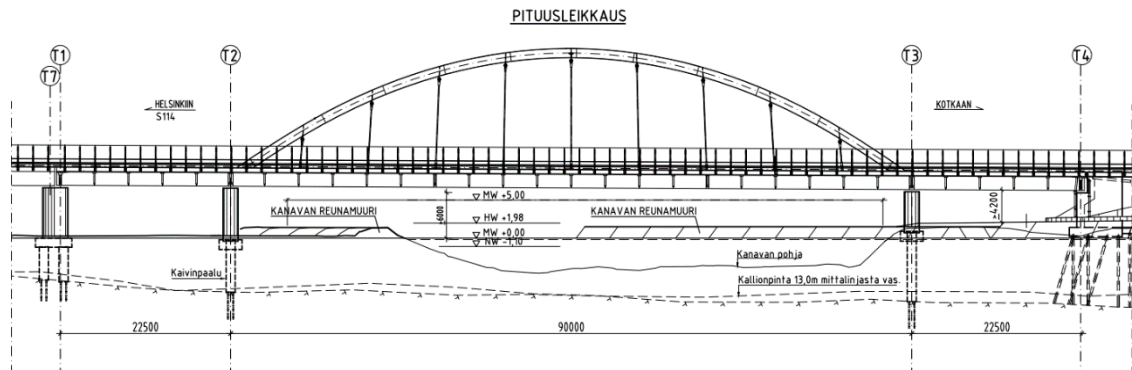


Kuva 7. Langerpalkkisillan kansi on vedetty ja taivutettu rakenneosaa.

2.3 Ahvenkosken sillan rakenteellinen toiminta

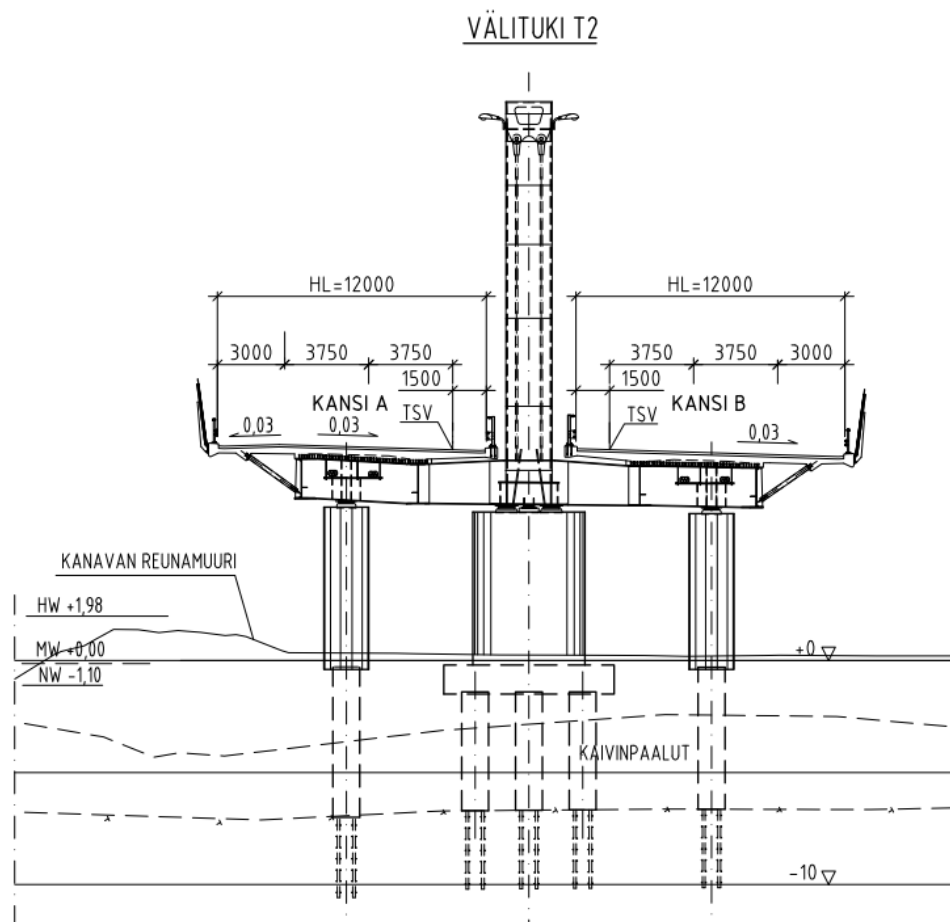
Ahvenkosken itäinen langerpalkkisilta on suunniteltu vuonna 2012. Silta on tyypiltään teräksinen jatkuva langerpalkkisilta, jonka kansi on betonia. Sen jännemitat tukien välillä ovat 22,5m, 90m ja 22,5m. Keskimäinen 90m aukko on tuettu langerpalkkisillan kaarella ja riipputangoilla. Kaaren molemmat päät on tuettu tuilla T2 ja T3 terästapeilla alusrakenteeseen siten, että kaari pääsee kiertymään tapin ympäri. (Gordin, 2012. Yleispiirustus; Gordin, 2012, s.3)

Kuvissa 8, 9 ja 10 esitetään Ahvenkosken sillan rakennetta. Kuvassa 8 nähdään sillan pituusleikkaus, joka esittää rakenteen peruseräytteen; silta on nelitukinen ja keskiaukossaan se on toimintaperiaatteeltaan yksikaarinen langerpalkkisilta. Kuvasta nähdään sillan kaaren, vetotankojen ja sillan kannen mittasuhteet.



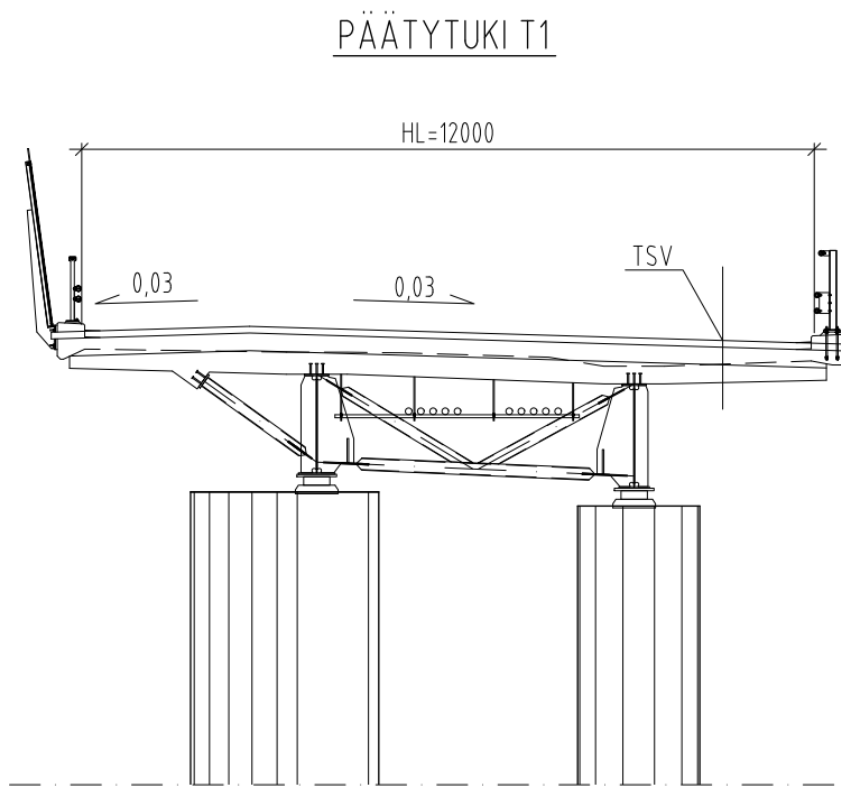
Kuva 8. Ahvenkosken langerpalkkisillan pituusleikkaus (mukaillen Sito Oy, 2012).

Kuvassa 9 nähdään poikkileikkaus sillan pääaukosta länteen päin, kohti välitukea T2. Kuvassa nähdään kansien A ja B liittorakenteet, sekä pääpalkkien kanssa samassa tasossa sijaitseva poikkipalkki. Kuvassa nähdään myös tuen T2 perustuskaivinpaalut.



Kuva 9. Ahvenkosken langerpalkkisillan poikkileikkaus T2:n kohdalla (mukaillen Sito Oy, 2012).

Kuvassa 10 nähdään sillan A-kannen poikkileikkaus kohti päätytukea T1. Kuvassa nähdään pääpalkkien välinen pystysuuntainen K-ristikko, joka siirtää kannen poikittaisia vaakavoimia laakereille. Näkyvän ristikon lisäksi palkkien välissä on pääpalkkien alalaippojen tasolla sijaitseva vaakatason K-ristikkorakenne, joka toimii sillan kannen liittorakenteen ja poikkipalkkien kanssa yhdessä vääntökotelona. Rakenne on merkittävä, koska langerpalkkisillan yksikaarinen ratkaisu tekee rakenteesta kaksikaarista langerpalkkisiltaa herkemman kannen poikkisuuntaisille liikkeille.



Kuva 10. Ahvenkosken langerpalkkisillan pohjoisen A-kannen poikkileikkaus tuella T1 (mukaillen Sito Oy, 2012).

Ahvenkosken langerpalkkisilta on suunniteltu Eurokoodien 0-4 mukaan. Sillan suunnittelukuormana on käytetty Eurokoodien ja Eurokoodin kansallisen liitteen "Eurokoodin sovellusohjeet: Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet - NCCI 1" mukaisia kuormia. Kuormitukset on esitetty taulukossa 1. Sillan yleiset laatuvaatimukset ovat InfraRYL 2006:n mukaisia. Silta kuuluu seuraamusluokkaan CC3, geotekniseen luokkaan GL2 ja paalutustyöluokkaan PTL3. Suunnittelussa käytetyt kuormat on esitetty Taulukossa

1. Onnettomuuskuormana on tutkittu erikseen yhden riipputangon katkeaminen. (Sito Oy, 2012, s.2; Sito Oy, 2012, s.4)

Sillan välituet koostuvat seinämäisestä pilarista ja kahdesta sen reunoilla sijaitsevasta pilarista. Seinämäinen pilari tukeutuu anturan kautta kolmelle porapaalulle, ja viereiset pilarit tukeutuvat suoraa omille porapaaluilleen. Paalujen alapää on ankkuroitu jäykästi kallioon. (Sito Oy, 2012, s.3)

Sillan teräsrakenteisten pääpalkkien mitoitus on suoritettu poikkileikkauksittain poikkileikkausluokissa 3 tai 4. Poikkileikkausluokkien 1 ja 2 plastisoitumista ei täten olla hyödynnetty mitoituksessa ollenkaan, vaikka se olisi normien mukaan ollut mahdollista.

Taulukko 1. Sillan mitoituksessa käytetyt kuormitukset.

Pysyvät kuormat

rakenteiden omapaino
pintarakenteiden ja kaiteiden paino
pysyvät kuormat siirtymälaatalta
jännevoima
kutistuminen
viruminen
maanpaine

Muuttuvat kuormat

Ajoneuvoliikenteen kuormat

Pystysuora liikennekuorma, LM1-LM3,
FLM3
jarrukuorma
sivusysäys
liikennekuorman maanpaine
liikennekuorma penkereellä

Muut muuttuvat kuormat

lämpötilan muutos
laakerikitka
epätasainen lämpötilaero
tuulikuorma

Onnettomuuskuormat

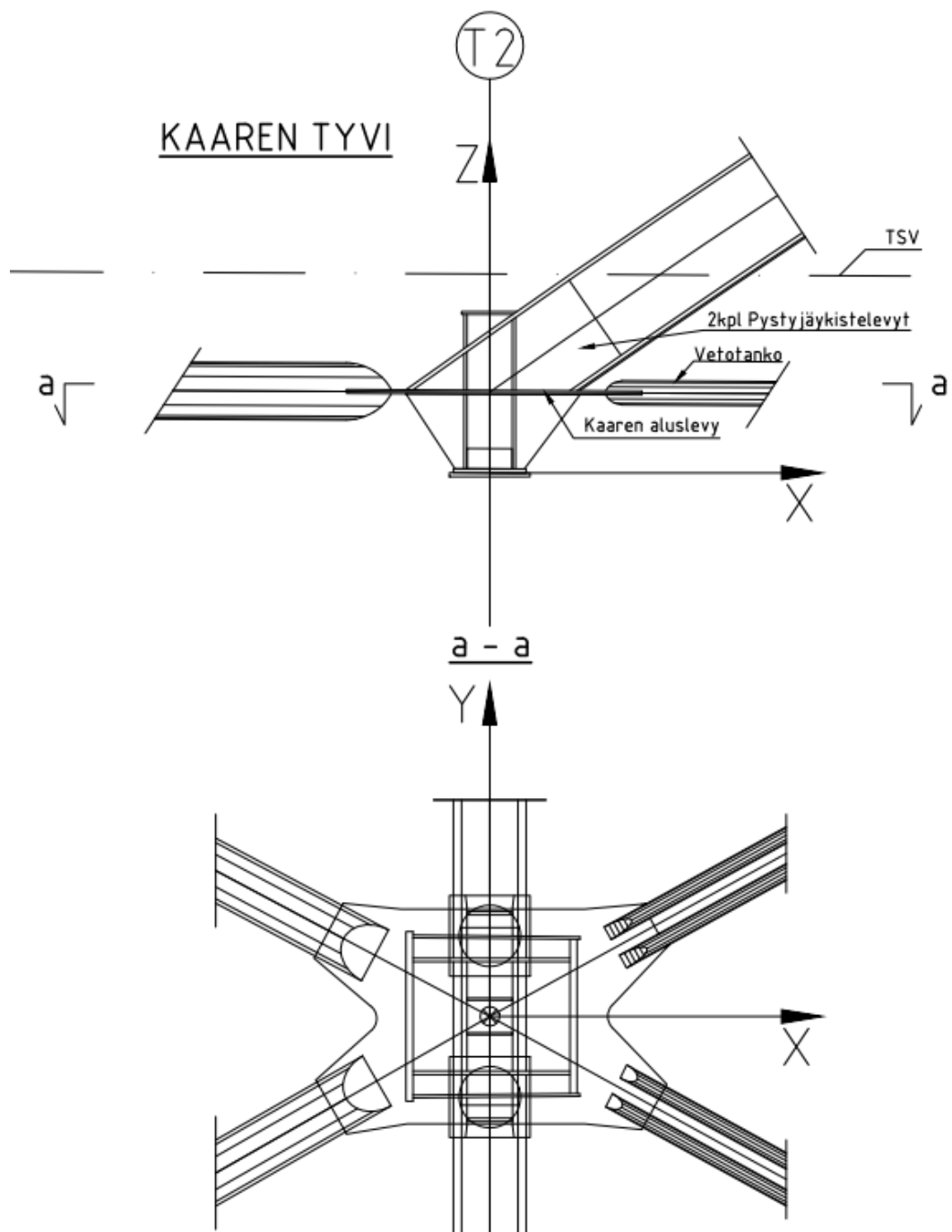
ei ole

2.3.1 Ahvenkosken sillan kaaren toiminta

Ahvenkosken langerpalkkisillan kaari on puristettu rakenne, joka kannattelee riipputankojen varassa sillan kantta. Poikkileikkaukseltaan teräskaari on ontto nelikulmainen palkki. Kaaren kantaan kohdistuu kaaren suuntainen ulospäin vaikuttava työntövoima, joka jakautuu kannassa vaaka- ja pystykuormiksi kaaren kannan poikkipalkille, kantaan kiinnittyville veto- ja puristussauvoille sekä alusrakenteille. Vaakakuormakomponentin kantavat pääjälteen puoleiset vetosauvat sekä niiden vastaiset puristussauvat. Tällöin kaaren kannan alapuolelle jää vain pystysuuntaisia kuormia, jotka viedään rakenteen kautta kaaren kannan laakeripalkeille. Kaaren kannan alapuolisen tuen laakerointi on tehty siten, että pystykuormia siirtävät laakerit ovat kahteen suuntaan liikkuvia. Kaaren kannan tasapainopisteen alla on tappimainen liikkeenrajoitin, joka sallii kiertymän pystyakselin ympäri, muttei poikittais- tai pitkittäissuuntaisia liikkeitä sillankanteen nähden. Näin momentti M_z on lähtökohtaisesti vapaa. (Sito Oy, 2012)

Kaaren juuren momentti M_x syntyy kaareen nähden poikittaisista tuulikuormista sekä toisen kertaluvun vaikutuksista, ja se jakautuu kaaren kannan laakeriparin kuormiksi sekä kannan alapuolisen poikkipalkin taivutukselle. Momentti M_y kaaren juuressa on pyritty lähtökohtaisesti nollaamaan. Kaaren kiinnityskohdassa momentti akselin Z ympäri on periaatteessa vapaa, mutta kaaren juuren kotelopoikkipalkki aiheuttaa kuitenkin hieman kiinnitysvastusta momentille M_y . (Sito Oy, 2012)

Kuvassa 11 nähdään tarkemmin edellä esitettyjen toimintaperiaatteiden koordinaatisto suhteessa sillan kaaren kantaan. Kuvassa nähdään myös kaaren kannan toiminnalle merkittävät veto- ja puristussauvat, jotka lähtevät diagonaalisesti kaaren kannan origosta neljään suuntaan – puristussauvat sillan pääaukosta poispäin ja vetotangot kohti sillan pääaukkoa. Lisäksi kuvaan on merkitty kaaren kannan aluslevy, johon veto- ja puristustangot kiinnittyvät, sekä kaaren kannan pystyjäykistelevyt.



Kuva 11: koordinaatiston origo kaaren kannan alapuolella tuen T2 kohdalla (mukaillen Sito Oy, 2012).

Kaaren kannoissa on myös pystyjäykistelevyt, joiden paksuus on 45 mm ja pituus kaaren sisällä 2500 mm. Kaaren paarten voimat siirretään kaaren kantalevyn yläpuolisella osuudella näille sisäpuolisille jäykisteille. (Sito Oy, 2012)

Kaarta ja kantta yhdistävät riipputangot on mitoitettu 2910 kN murtokuormalle, 2500 kN ominaiskuormalle sekä 700 kN liikennekuormalle. Riipputangoksi on valittu mitoituslaskelmien mukaan Pfeifer PV 810 -tyyppinen suljettu vaijeri, joka on mitoituksessa oletettu teräksiseksi umpitangoksi. Valmistajan mukaan riipputankojen kimmomoduuli on 160 GPa (Pfeifer, 2015. s.58; Mitta Oy, 2019. s.2).

2.3.2 Ahvenkosken sillan kannen liittorakenteen toiminta

SFS-EN 1994-1-1:n sivun 11 mukaan liittorakenteella tarkoitetaan kantavaa rakennetta, jossa betonia ja terästä on yhdistelty siten, että niiden liukuminen toistensa suhteen sekä keskinäinen irtoaminen on mahdotonta, tai se on rajattua. Kovettuneen betonin ja rakenneteräksen välille muodostuu leikkausliittimien kautta leikkausliitos, joka mahdollistaa rakenteen yhteis- eli liittovaikutuksen syntymisen.

Liittorakenteen mitoituksessa ei huomioida betonin vetolujuutta. Optimaalisesti toimivan liittopalkkipoikkileikkauksen neutraaliakseli sijaitsee betonilaatan ja teräspalkin rajapinnassa, jolloin teräksen osalta ei ilmaannu puristuksesta johtuvia stabiliteettiongelmia kuten nurjahdusta tai kiepahdusta, ja betonin teräkseen verraten heikkoa vetokestävyyttä ei tarvitsisi hyödyntää. (Betoni yhdistys ry, 1982, s.5) Usein liittopalkkipoikkileikkauksen neutraaliakseli asettuu positiivisen taivutusmomentin alla betonilaippaan tai teräspalkin ylälaippaan. (Peltomaa 2009, s.23)

Sillan pääpalkit toimivat liittorakenteena yhdessä sillan betonikannen kanssa. Betonikansi on valettu pääpalkkien ylälaippaan hitsattujen vaarnojen ympärille. Palkkien ylälaippoihin on laskettu 160 mm vaarnajako kolmen vaarnan riveille, ja palkin päihin lisäksi tihennyksenä 10 kpl lisävaarnoja, joilla otetaan huomioon palkin suuntainen leikkausvoima, joka johtuu betonin kutistumasta ja hyppäyksellisistä lämpötilaeroista. (Sito Oy, 2012)

Ahvenkosken sillan kannen betonilaatan mitoitus on toteutettu siten, että kannen harjateräokset on mitoitettu halkeilurajatilassa tavalliselle ja pitkäaikaiselle yhdistelmälle.

Murtorajatilamitoitus on tehty teräspoikkileikkausten mitoitusyhteydessä. (Sito Oy, 2012)

Pääpalkkien mitoituksessa on otettu poikkileikkauksessa huomioon betonikansi teholliselta leveydeltään, mikäli kansi on puristettu. Betonikannen ollessa vedolla, otetaan poikkileikkaukseen mukaan vain betoniteräksiset betonin toimivalta leveydeltä. (Sito Oy, 2012)

2.3.3 Ahvenkosken sillan poikkipalkkien toiminta

Sillan kannen teräsrakenteeseen kuuluu yksitoista poikkipalkkia, joista kaksi sijoittuvat kaaren kantojen alle ja yhdeksän sillan keskiaukkoon kaaren riipputankojen kohdalle. Poikkipalkit ovat samassa tasossa sillan pääpalkkien kanssa, mutta ne eivät kiinnity sillan betonikansiin leikkausliitoksen lautta, kuten pääpalkit. (Sito Oy, 2012)

Poikkipalkkien poikkileikkaus on I-profiili ja ne on mitoitettu rakennettavaksi S355-teräksestä. Sillan poikkipalkit toimivat sivusuuntaisena jäykisteenä sillan kansirakenteelle. Riipputankojen kohdalla poikkipalkkeissa on kiinnityslevy, joka kiinnittyy suoraa I-palkin uumaan palkin ylälaippaan leikatun aukon kautta, kuten kuvasta 12 nähdään. Näin vältetään lamellirepeilyriskiltä poikkipalkin ylälaipassa, koska riipputankojen vetovoiman ei tarvitse siirtyä ylälaipan läpi levyn paksuussuunnassa. (Sito Oy, 2012)



Kuva 12. Riipputankojen kiinnityksiä kannen teräsrakenteen poikkipalkkeihin (Erkkilä, 2019).

Kannen poikkipalkit on mitoitettu sillan kannen suhteen poikittaisessa suunnassa kolmesta kohtaa. Mitoitettuja kohtia ovat riipputankojen kiinnityskohta, pääpalkkien väli, sekä pääpalkin ja poikkipalkin risteyskohta. Von Mises -myötöehto on poikkipalkkien osalta tutkittu risteämäkohdassa pääpalkin kanssa. Tankojen kiinnityskohdassa sekä pääpalkkien välissä on tutkittu palkin kiepahdus. (Sito Oy, 2012)

Poikkipalkkien mitoituksessa on huomioitu FEM-laskennan antamat pakkovoimasuureet, palkkien toiminta osana kannen vääntöristikkoa, sekä poikkipalkkien toiminta osana kaaren vetotankosysteemiä. (Sito Oy, 2012)

Tukien T2 ja T3 poikkipalkit ovat poikkileikkaukseltaan kotelopalkkeja, kuten nähdään kuvasta 11. Palkkien mitoitus normaalivoiman ja pystysuuntaisen taivutusmomentin suhteen on tehty käyttäen I-palkin mitoitusta, mutta käyttämällä uuman paksuutena kaksinkertaistettua uuman paksuuden arvoa. Kotelopalkin kaksi uumaa on siis laskennassa yhdistetty yhdeksi uumaksi keskelle palkkia, ja sen paksuuden arvoksi on annettu uumien yhteenlaskettu paksuus. (Sito Oy, Laskelmat B-osa 2012, s.184)

Tukien T2 ja T3 kotelopoikkipalkit ottavat vastaan merkittävän poikittaisen taivutusmomentin sillan kaarelta sen molemmissa päissä, sillä kaari on puristettu rakenne. Poikittaiseen taivutusmomenttiin liittyvät jännitykset on laskettu käyttäen palkin todellista kotelopoikkileikkausta. Lopullinen jännitys jakauma saadaan yhdistämällä kahdesta edellisestä metodista saadut tulokset. (Sito Oy, 2012 Laskelmat B-osa, s.184)

Kotelopalkit on mitoitettu leikkauskestävyyden osalta käyttämällä puolikasta leikkausvoiman arvoa ja vain yhtä palkin uumaa. Väännön vaikutus on lisätty leikkausvoimaan. (Sito Oy, 2012 Laskelmat B-osa, s.184)

2.3.4 Ahvenkosken sillan vääntökotelon toiminta

Sillan kannen teräsrakenne sekä betonikansi, eli palkit, ristikot ja betoniteräsluittorakenne, toimivat vääntökotelona. Vääntökotelon merkitys Ahvenkosken langerpalkkisillan toiminnalle on suuri. Vääntöä syntyy sillan tapauksessa erityisesti johtuen sen yksikaarisuudesta. Keskilinjan tuenta asettaa haasteita sillan poikittaissuuntaisen vakauden takaamiselle. Poikkisuuntaisia liikkeitä on pyritty vähentämään poikkipalkkien ja kansien vääntökotelorakenteiden avulla. Ahvenkosken langerpalkkisillan vääntökotelon laskenta on suoritettu Rakennustekniikan käsikirja 154:2:n sivun 540 kappaleen :26 ”Ohutseinäiset kotelot” mukaan.

Salmen ja Pajusen vuonna 2010 julkaiseman Lujuusoppi-teoksen mukaan väännöllä tarkoitetaan tilannetta, jossa kappaleeseen vaikuttaa kaksi yhtä suurta, mutta vastakkaissuuntaista momenttikuormitusta. Tällöin väännetyin kappaleen poikkileikkaus kääntyy jäykkänä levynä vääntökeskiönsä ympäri. Poikkileikkaus pyrkii väännön yhteydessä myös käyristymään. Jos käyristyminen pääsee tapahtumaan vapaasti, on kyseessä vapaa vääntö, ja jos rakenteen käyristymistä on rajattu, on kyseessä estetty vääntö. (Salmi, 2010. s.239)

Ohutseinämäisen kotelon väännön ideaalitapauksessa poikkileikkauksen leikkausvoima on seinämän keskiviivan suuntainen kautta koko poikkileikkauksen. Myös leikkausjännitysvuo, eli seinämänpaksuuden ja leikkausjännityksen tulo, on sama jokaisessa poikkileikkauksen kohdassa. Täten poikkileikkauksen seinämän paksuuden ollessa pienimmillään leikkausvoima saa suurimman arvonsa. Ilmiö on esitetty kaavoissa (2) ja (5). (Salmi, 2010. s.256)

Leikkausvoiman jakautuminen on huomioitu Rakennustekniikan käsikirjan laskentatavassa. Ahvenkosken sillan tapauksessa kyseessä on vääntökotelo, jonka yksi seinämä on korvattu ristikolla tai taivutusjäykällä poikittaisilla sauvoilla. Tällöin sauvaa tai ristikkoa voidaan Rakennustekniikan käsikirjan mukaan käsitellä laskennassa käyttämällä kyseisellä sivulla redusoitua seinämäpaksuutta kuvitellulle kotelon seinämälle. Ahvenkosken sillan kannen vääntökotelon tapauksessa käytettävä kaava seinämän paksuudelle Rakennustekniikan käsikirjan sivun 541 taulukon 26 mukaan on

$$t' = \frac{E}{G} * \frac{a h}{\frac{2l_D^3}{A_D} + \frac{h^3}{4A_v} + \frac{a^3}{12} \left(\frac{1}{A_y} + \frac{1}{A_a} \right)} \quad (1)$$

missä

t' on redusoitu seinämänpaksuus [mm],

E on kimmokerroin [GPa],

G on liukukerroin [GPa],

A_D on ristikkosauvan poikkileikkauksen pinta – ala [mm^2],

A_V on ristikon poikkisauvan pinta – ala [mm^2],

l_D on diagonaalisauvan pituus [mm],

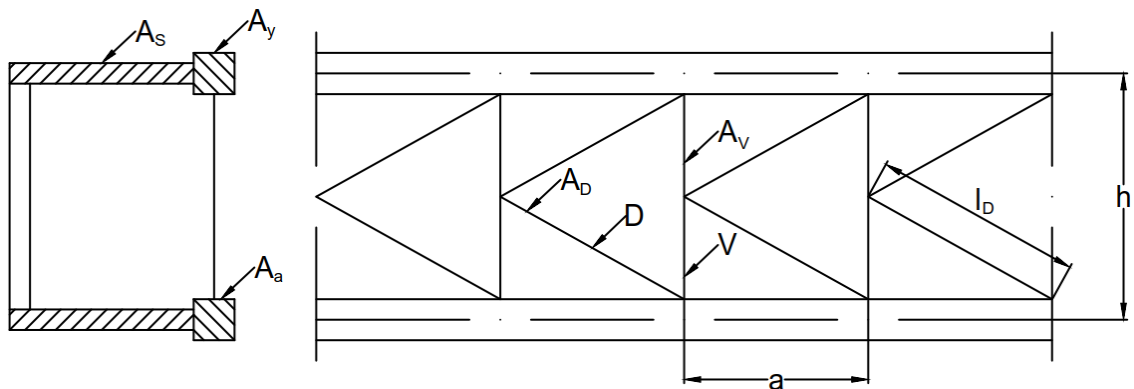
a on poikkisauvojen välimatka [mm],

h on ristikon leveys [mm],

A_y on kuvan osoittama pinta – ala [mm^2],

A_a on kuvan osoittama pinta – ala [mm^2],

A_s on kuvan osoittama pinta – ala [mm^2].



Kuva 13. Kaavan (1) tapaus vääntökotelon redusoidulle seinämäpaksuudelle.

Kuten edellä on mainittu, väännön on oletettu jakautuvan tasaisesti koko vääntökotelon seinän paksuudelle, jolloin vääntövuoto eli leikkausvirta q on vakio yksiontelaisen kotelon ympäri. Leikkausvirran suuruus saadaan Rakennustekniikan käsikirjan sivun 540 määrittelemästä kaavasta

$$q = \tau t, \quad (2)$$

missä

q on leikkausvirran suuruus [N/mm],

τ on leikkausjännitys [N],

t on seinämän paksuus [mm].

Edellä kuvattua oletusta hyödyntäen Rakennustekniikan käsikirja määrittelee seuraavat kaavat. Vääntöjäyhyysmomentti saadaan käsikirjan sivun 540 kaavasta numero 40 seuraavasti.

$$I_T = \frac{4A_0^2}{\oint \frac{ds}{t}} \quad (3)$$

Vääntövastus saadaan käsikirjan sivun 540 kaavasta 41

$$W_T = 2A_0 t. \quad (4)$$

Näissä kaavoissa

I_T on vääntöjäyhyysmomentti [mm⁴],

W_T on vääntövastus [mm³],

A_0 on seinämän keskiviivan sisään jäävä pinta – ala [mm²].

Leikkausjännityksen suurin arvo saadaan Rakennustekniikan käsikirjan sivun 540 kaavasta 42 seuraavasti

$$\tau_{\max} = \frac{T}{2A_0 t_{\min}}, \quad (5)$$

missä

t_{\min} on seinämän pienin paksuus [mm].

Kannen vääntöjäyhyyden ala-arvo on saatu olettamalla kansirakenne haljenneiden betoni- ja terässauvojen muodostamaksi ristikkorakenteeksi. Redusoidun betonikannen, palkkien uumien ja K-ristikoiden on sitten oletettu muodostavan vääntökotelon. Näin saatu vääntöjäyhyyden arvo on 0,1262 m⁴. Koko kotelon vääntövastuksen on ajateltu jakautuvan tasan molemmille etelä- tai pohjoiskannen pääpalkeille. Mitoituksessa pääpalkkien väännöt lasketaan yhteen, kun lasketaan palkkien uumien leikkausjännitystä ja K-ristikon voimasuureita. (Sito Oy, 2012)

Liittopalkkisillassa pääpalkkien välille tarvitaan myös poikittaisia siteitä, jotta vältetään palkkien kiepahdus. Ahvenkosken langerpalkkisillassa on poikkiristikko, joka sitoo pääpalkkien yläosat sillan tuuliristikoon. Myös poikkipalkit tulevat tarpeeseen sillan pääpalkkien korkeuden kasvaessa. (Rakennusinsinöörien liitto, 2018. s.221)

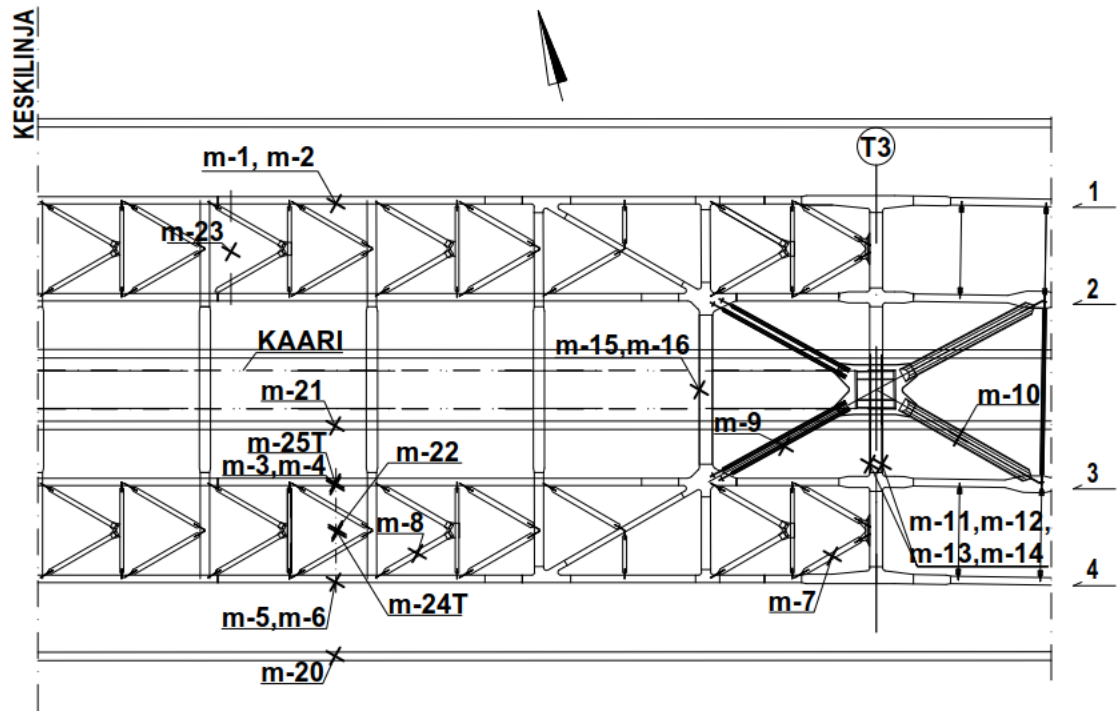
3 MITTAUKSET JA MITTAUSDATAN KÄSITTELY

3.1 Mittauslaitteisto ja mittausmenetelmä

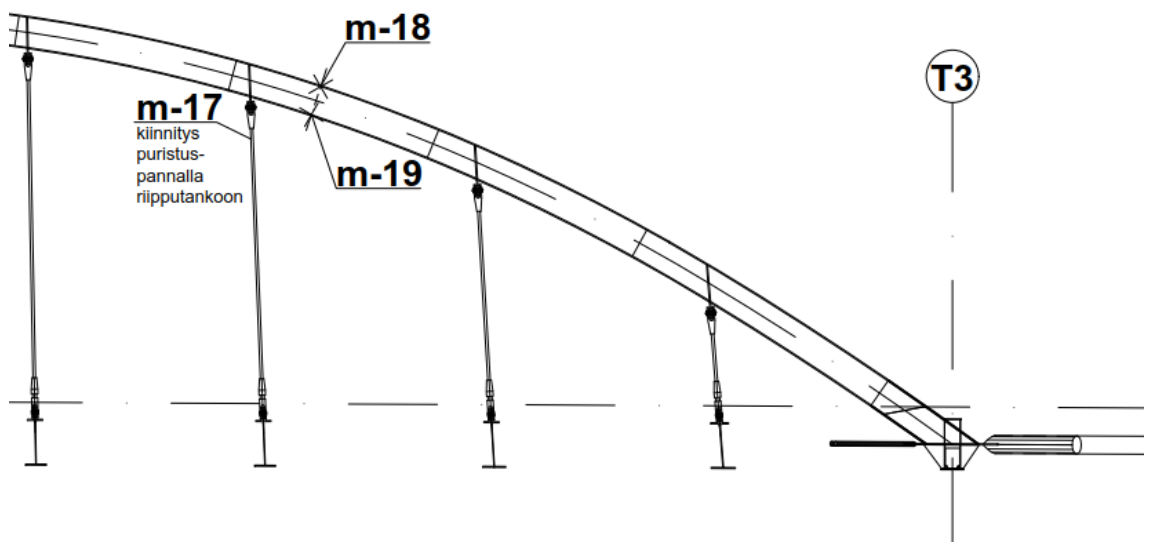
Ahvenkosken langerpalkkisillan monitoroinnin tarkoitus oli selvittää keskimmäisen, jännemitaltaan 90-metrisen silta-aukon rakenteiden toimintaa. Tavoitteena oli selvittää, toimiiko langerpalkkirakenne niin, kuin sen on rakennesuunnitelmissa oletettu toimivan. Sillan toiminnan kannalta oleellisia ja siksi monitoroinnissa erityisesti huomioituja seikkoja ovat sillankannen toiminta kaaren vetotankona, kannen toiminta vääntökotelona, kannen taivutusjäykkyys keskellä keskimmäistä jännettä, poikkipalkkien rakenteellinen toiminta sekä riipputankojen kuorma. Osana sillan monitorointijärjestelmää oli myös kameravalvonta, jonka avulla voitiin seurata erityyppisten ajoneuvojen ja niiden sijaintien aiheuttamia rasituksia siltaan. (Sito Oy, 2013, s.8)

Anturit on sijoitettu sillan rakenteeseen kuormitusten kannalta kriittisille alueille tuen T3 ympäristöön. Rakenteeseen asennetut anturit M1-M16 sekä M-18-M19 ovat teräspalkkeihin ja -kaareen asennettuja venymäantureita. Venymäanturi M17 on sijoitettu tuelta T3 sillan keskiaukkoon päin kolmannen riipputankoparin eteläpuoliseen riipputankoon. Poiketen joistain suunnitelmista, anturit M20 ja M21 ovat betonikannen sisään reunapalkin pituussuuntaisiin harjateräksiin ennen valua asennettuja antureita, jotka mittaavat venymää reunapalkissa.

Anturit M22 ja M23 on kiinnitetty betonikannen alapintaan anturivalmistajan kiinnityshaarukoilla ja haponkestävillä ankkureilla. Alkuperäisistä piirustuksista poiketen anturi M23 on sijoitettu eteläkannen sijaan pohjoisen kannen alapintaan pääpalkkien 1 ja 2 puoliväliin. Samoin anturit M20 ja M21 ovat joissain aikaisemmissa suunnitelmissa sijoitettuna betonilaattaan suoraa pääpalkkien päälle, mutta ne asennettiin lopulta eteläkannen reunapalkkeihin. Antureiden toteutuneet sijainnit esitellään kuvissa 14 ja 15 sekä tarkemmin liitteessä 3. (Dimense Oy 2014 1; Sito Oy 2012)



Kuva 14. Mitta-antureiden sijainti rakenteessa tuen numero 3 lähistössä (mukaillen Sito Oy 2012).



Kuva 15. Mitta-antureiden sijainti kaarella ja riipputangossa (mukaillen Sito Oy 2012).

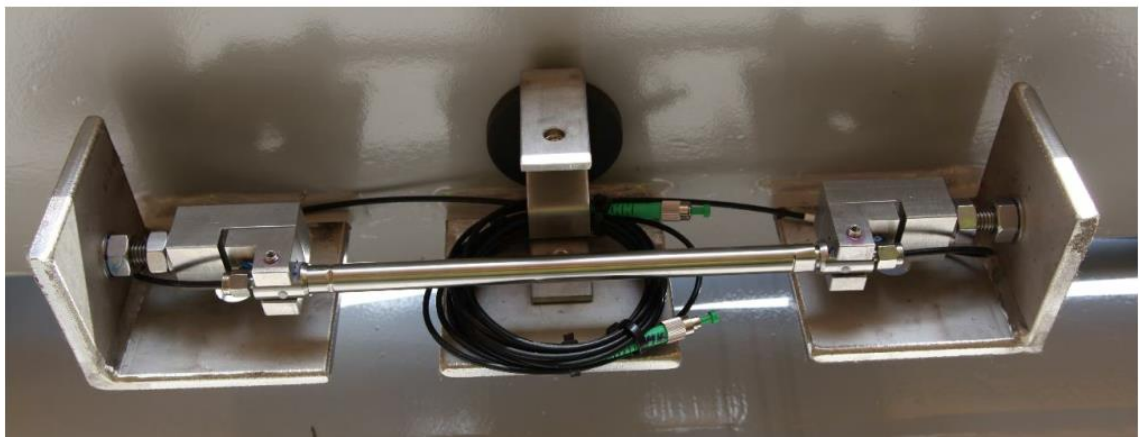
Kymmenen lämpötila-anturia on asennettu venymäantureiden yhteyteen rakenteeseen, jotta saadaan tarkka tieto vallitsevasta lämpötilasta teräsrakenteen lähellä aivan anturin läheisyydessä. Lämpötila-anturit T1-T10 ja M25T ovat teräsrakenteen tai betonin

pinnassa venymäantureiden suojakoteloiden sisällä. Anturi M24T on betonikannen sisässä, lähellä anturia M21. Anturi T7 on kiinnitetty betoniin ruuvilla ja T10 riipputankoon nippusiteillä. Lämpötila- ja venymäanturien yhdistelmät nähdään taulukossa 2. (Dimense Oy 2014 1)

Taulukko 2. Venymä- ja lämpötila-anturiparit

Lämpötila-anturi	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	T9	T10	M24T	M25T
Venymä-anturi	M2	M15	M7	M10	M11	M8	M22	M6	M19	M17	M21	M4

Sillan monitoroinnissa on käytetty Micron Optics:in valmistamia os3600- ja os4350 -mallisia venymäantureita, sm130-700 -mittausinstrumenttia, sm041-416 -kanavakytkintä ja os4350-lämpötila-antureita. Venymäantureiden venymäalue on itseisarvoltaan 2500 $\mu\epsilon$, eli 2500 mikrometriä per metri. Antureiden kiinnitys kahden rakenteeseen hitsatun korvakkeen väliin on toteutettu muttereilla, kierretangolla ja haarukalla. Venymäanturi ja sen asennus poikkipalkin ylälaippaan on esitetty kuvassa 16. (Dimense Oy 2014 1)



Kuva 16. Venymäanturi ja sen kiinnitys ennen suojakotelon asennusta kannen poikkipalkin ylälaipassa (Dimense Oy, 2014).

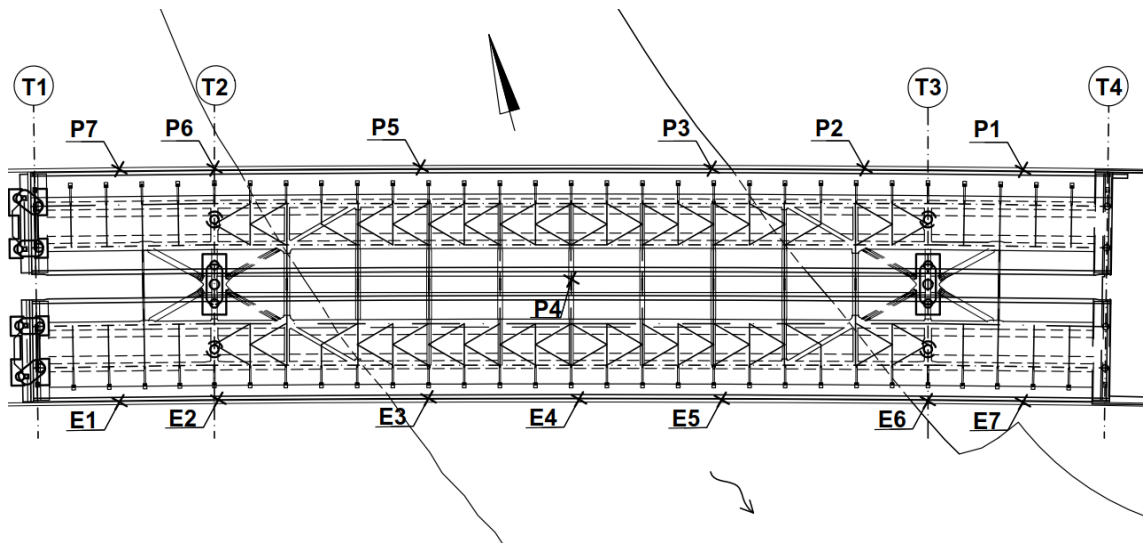
Lisäksi vuosien 2014 ja 2019 koekuormituksissa mitattiin sillan pääkannattajan taipumia takymetrillä neljästätoista eri mittauspisteestä. Takymetrimittauksissa käytettiin heijastavia kohdistustarroja sekä kahta mittaajien operoimaa GeoMaxin Zoom80 Pro -mallista robottitakymetria, jotka sijoitettiin voimalaitoskanavan kivisille penkereille, kuten nähdään kuvassa 17. (Dimense Oy 2014 1)



Kuva 17. Takymetrimittausta vuoden 2019 koekuormituksessa (Erkkilä, 2019).

Toisella takymetreista mitattiin sillan pohjoiskannen taipumia sekä riipputangon liikettä, ja toisella sillan eteläkannen taipumia. Mittapisteet P1-P3 sekä P4-P7 sijaitsevat sillan pohjoisen kannen pohjoisreunalla. Takymetrimittauspiste P4 sijaitsee keskimmäisen riipputankoparin pohjoisemmassa tangossa noin yksitoista metriä muita mittauspisteitä korkeammalla. Eteläiset mittapisteet E1-E7 sijaitsevat eteläkannen eteläreunassa. Takymetrimittauspisteiden sijainnit on esitelty kuvassa 18, sekä tarkemmin liitteessä 2. (Dimense Oy 2014 1)

Takymetrimittausten nopeus riitti tehokkaasti vain staattisten kuormitusvaiheiden taipumien mittaukseen, ja siksi dynaamisten ajovaiheiden tuloksia on vain mittapisteestä P5. Dimense Oy:n mukaan takymetrimittausten epävarmuus on vähintään yksi millimetri suuntaan tai toiseen. (Dimense Oy 2014 1)



Kuva 18. Taipumamittausten takymetripisteiden sijainti sillan rakenteessa (mukailien Sito Oy, 2012).

3.2 Työn- ja käytönaikaiset mittaukset

3.2.1 Rakentamisen aikainen monitorointi

Teräsrakenteista kansirakenteen jännityksiä on seurattu sillan rakentamisvaiheiden aikana jaksoittaisesti. Mittaukset on suoritettu staattisina jännitysmittauksina. Rakennusvaiheet ja mittaukset on jaettu neljään vaiheeseen, jotka on identifioitu numeroin 0-3. (Savolainen & Luokkakallio, 2013, s.11; Dimense Oy. 2014 2 s.3)

Mittauksissa jännityksen nollakohtaksi on asetettu vuoden 2014 koekuormituksen kuormituspäivän nollamittaukset, jolloin kaikki anturit ovat olleet paikoillaan asennettuna ja toiminnassa. Tätä nollakohtaa on käytetty kaikkien mittaustulosten selkeänä ja yksiselitteisenä vertailukohtana. (Dimense Oy. 2014 2 s.4)

0-tila on rasitukseton lepotila. Venymäanturit on asennettu rakenteeseen, kun se oli rasituksettomassa tilassa sillan taustalla siltapenkereellä. Jännityslukemat on tallennettu ennen ja jälkeen teräskehikon siirtoa rakennusaikaisten aputukien päälle. Tässä vaiheessa asennettuina ovat olleet anturit M1-M6 ja M11-M16, joiden mittaustulokset nähdään taulukossa 3. Negatiiviset tulokset johtuvat mittausdatan käsittelystä – mittausten

nollakohdaksi on merkitty antureiden jännitykset juuri ennen vuoden 2014 koekuormitusta ennen sillan käyttöönottoa. (Dimense Oy, 2014 2 s.3, s.13)

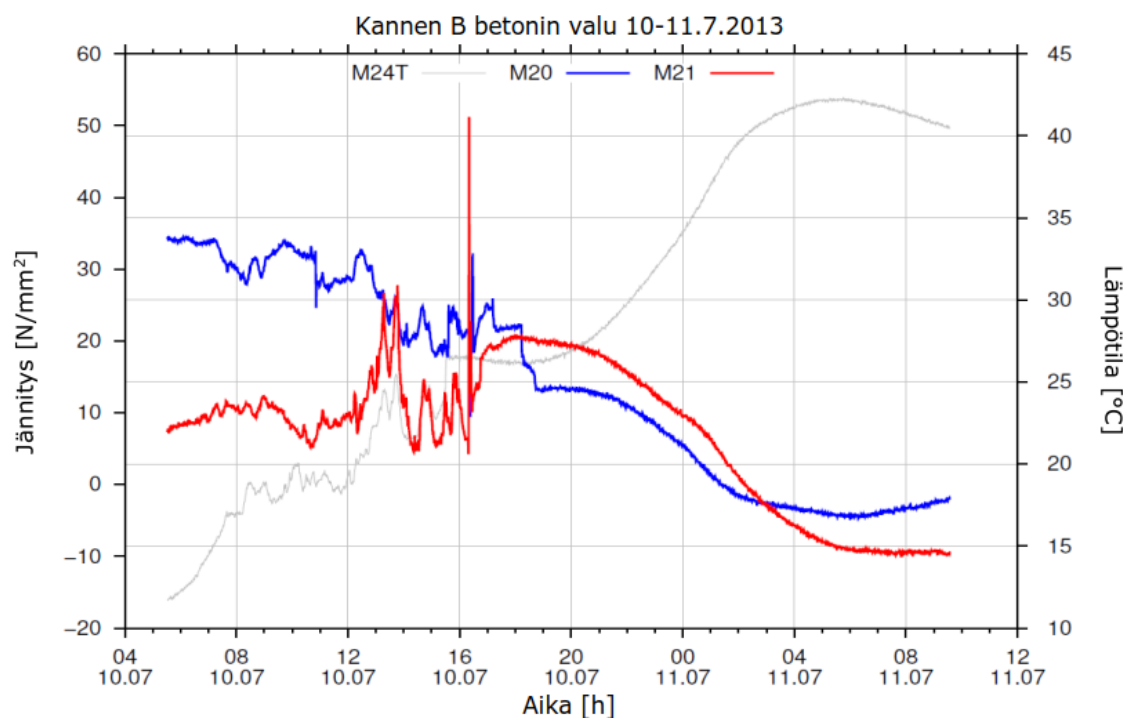
Taulukko 3. 0-tilan jännityksen mittaustulokset (Dimense Oy, 2014).

Lepotila	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8
Alussa [MPa]	-87	2	-115	46	-114	16	-	-
Lopussa [MPa]	-39	-14	-36	-4	-28	-23	-	-

Lepotila	M9	M10	M11	M12	M13	M14	M15	M16
Alussa [MPa]	-	-	-20	66	-64	4	77	-60
Lopussa [MPa]	-	-	-28	62	-43	16	76	-61

1-tilassa jännitykset on mitattu eteläisen ja pohjoisen betonikannen valuvaiheessa. Jännityksiä on seurattu valujen läpi. 0-vaiheen antureiden lisäksi asennettuina tässä vaiheessa ovat olleet anturit M-7-M10, M-20-M21, M24T, M25T, T1-T6 ja T8. Työvaiheessa on ilmennyt ongelmia, jotka näkyivät myös mittaustuloksissa. Työmaalla on ollut valun aikana jatkuvia sähkökatkoksia ja GPRS-datayhteyden on raportoitu olevan erityisen hidas. Tästä syystä A-kannen, eli pohjoispuolisen kannen valun ajalta ei ole muita tuloksia, kuin vertailutulokset ennen ja jälkeen valun. (Dimense Oy 2014 2, s.3; Dimense Oy 2014 2, s.14)

B-kannen, eli eteläkannen osalta mittaus 10.7.2013 valun aikana on onnistunut paremmin, mutta myös tämän valun osalta datayhteyden hitaus on aiheuttanut mittauskatkoja. Katkot näkyvät kuvaajissa suorina, kohinattomina viivoina. Kuvassa 19 nähdään antureiden M20 ja M21 mitaamat jännitysarvot kannen valusta. Valun aikana huomataan piikki noin klo 16.30. Piikki johtunee mittausvirheestä tai katkoksesta tiedonsiirrossa. (Dimense Oy. 2014 2 s.3; Dimense Oy. 2014 2 s.14)



Kuva 19. Betonikannen sisällä sijaitsevien antureiden M20 ja M21 jännitykset eteläkannen valun aikana, sekä lämpötila-anturin M24T lämpötilakuvaaja (Dimense Oy, 2014).

2-tilassa mittaus sisältää kaaren asennuksen, riipputankojen kiristysten ja aputukien poistovaiheen. Vaiheessa mukana ovat edellisten antureiden lisäksi anturit M22, M23 ja T7. (Dimense Oy. 2014 2 s.4)

3-tila sisältää koekuormituksen, lopputilanteen kuormituksen jälkeen, sekä monitorointijärjestelmän kalibroinnin käytönaikaista monitorointia varten. Loput antureista, M17-M19, T9 ja T10 ovat myös mukana järjestelmässä. (Savolainen & Luokkakallio, 2013, s.11-12)

Rakentamisen aikaisia mittaustuloksia ei ole tässä työssä käsitelty tätä pidemmälle työn laajuuden ja keston optimoimiseksi. Rakentamisenaikaisten tulosten analysointia voisi jatkaa esimerkiksi toisen tutkimuksen tai lopputyön puitteissa.

3.2.2 Käytönaikainen monitorointi

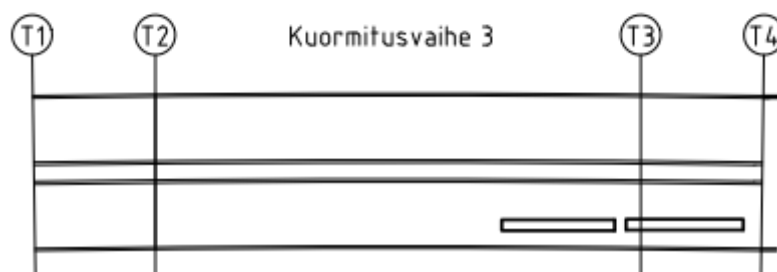
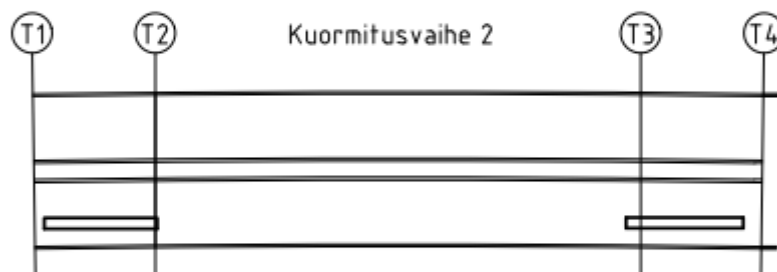
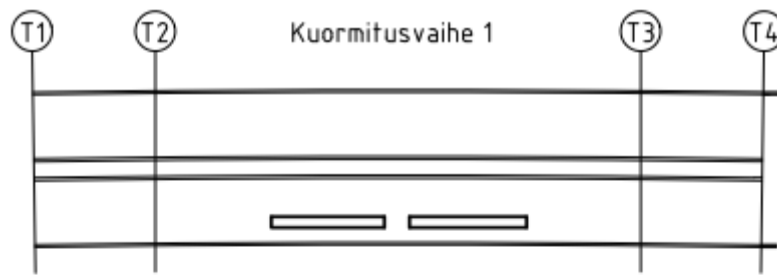
Koekuormitusten välinen käytönaikainen monitorointi kesti viiden vuoden ajanjakson tehdyn sopimuksen mukaan. Monitorointi suoritettiin jatkuvana dynaamisena mittauksena, eli mittauksia jatkettiin vähintään 60 Hz taajuudella koko mittausjakson ajan. Venymäantureilla varustetut mittauspisteet kattoivat rakenteen laskelmien mukaan väsytyimmät osat ja arvoja luettiin kaikista mittauspisteistä. Anturit sijoitettiin sillan pääaukon keskivaiheille, sekä tuen T3 läheisyyteen sillan pääaukon itäpäätyyn. (Sito Oy, 2013, s.13)

Monitorointijärjestelmää oli mahdollista ohjata ja seurata etänä reaaliajassa siihen liittyvän käyttöjärjestelmän ja portaalin avulla. Kaikki järjestelmän mittaama tieto tallennettiin, vaikka oli myös mahdollista tallentaa ainoastaan ne mittaustiedot, jotka ylittävät tietyn raja-arvon. (Sito Oy, 2013, s.12)

3.3 Koekuormitukset

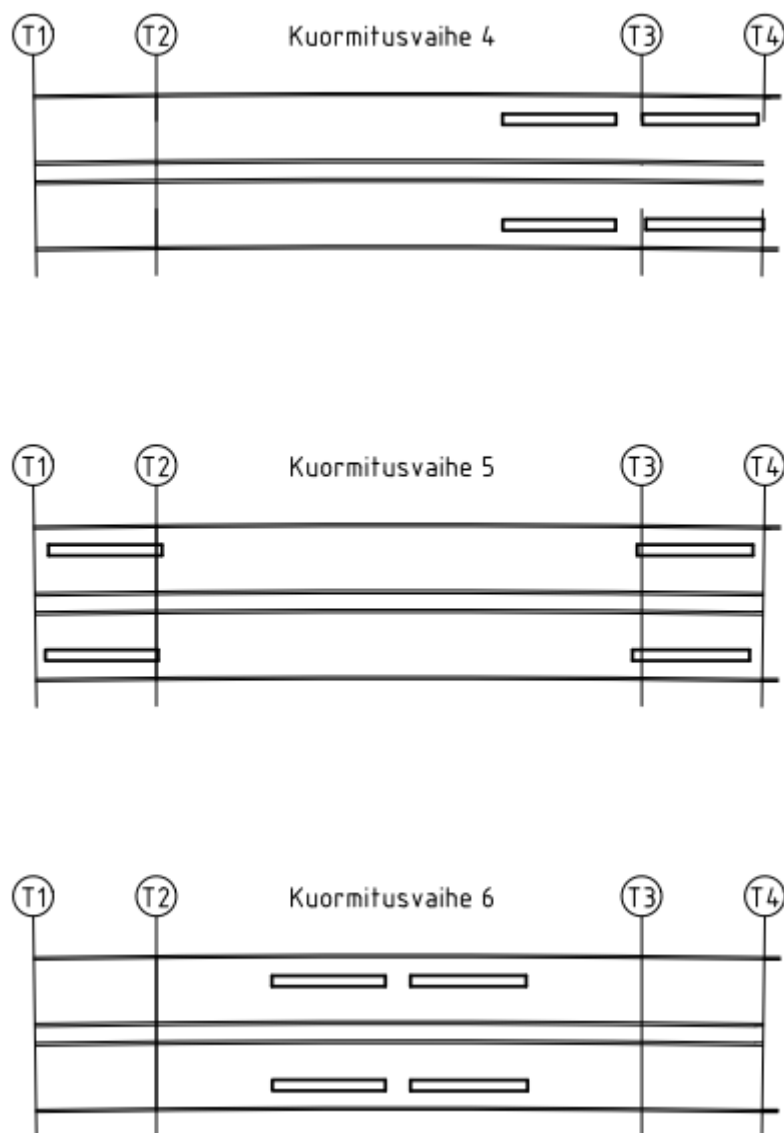
Ahvenkosken langerpalkkisillan koekuormituksia toteutettiin kaksi. Ensimmäinen kuormitus tehtiin vuonna 2014 ennen sillan käyttöönottoa ja toinen kuormitus viiden vuoden monitorointijakson päätyttyä vuonna 2019. Koekuormitukset pyrittiin toteuttamaan identtisesti niin, että mittaustulokset ovat vertailukelpoisia keskenään. (Sito Oy, 2012, s.12)

Molemmissa koekuormituksissa oli yhdeksän staattista vaihetta ja kolme dynaamista vaihetta. Eri kuormitustapauksilla pyrittiin kuormittamaan langerpalkkisillan eri osia mahdollisimman kattavien mittaustulosten saavuttamiseksi. Ensimmäisellä kolmella staattisella kuormitusvaiheella pyrittiin kuormittamaan sillan eteläkannen ulompaa pääpalkkia sillan pääaukossa sekä pääaukon ulkopuolella palkin maksimi- ja minimimomenttien mittaamiseksi. Seitsemäs kuormitusvaihe oli pohjoisen kannen ulomman pääpalkin kuormitus maksimimomentin selvittämiseksi, ja se toteutettiin peilikuvana ensimmäiselle vaiheelle. Kuormitusvaiheiden 1, 2, 3 ja 7 periaatteet on esitetty kuvassa 20. (Dimense Oy, 2014 1, liite 3)



Kuva 20. Kuormitusvaiheet 1, 2, 3 ja 7.

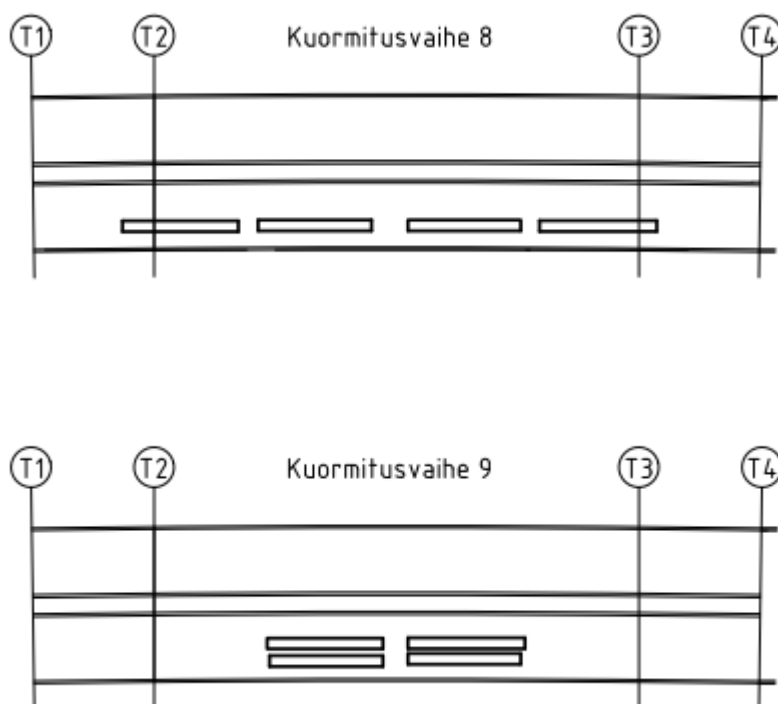
Neljännessä kuormitusvaiheessa kuormitettiin poikkipalkkia ja kaaren kantaa tuen T3 ympärillä neljällä kuormitusajoneuvolla. Viides ja kuudes kuormitusvaihe olivat symmetrisiä tilanteita. Kuormitusvaiheiden 4, 5 ja 6 periaatteet on esitetty kuvassa 21. (Dimense Oy, 2014 1, liite 3)



Kuva 21. Kuormitusvaiheet 4, 5 ja 6.

Kuormitusvaiheissa 8 ja 9 kuormattiin eteläkannen ulointa palkkia maksimikuormalla. Kuormitusvaiheessa 8 kaikki neljä täysperävaunurekkaa ajettiin peräkkäin sillan uloimmalle eteläkaistalle. Yhdeksännessä vaiheessa neljästä rekasta kaksi oli ulommalla

kaistalla sillan eteläkannen keskivaiheella ja kaksi muuta sisemmällä kaistalla edellisten vieressä. Vaiheiden 8 ja 9 periaatteet on esitetty kuvassa 22. (Dimense Oy, 2014 1, liite 3)



Kuva 22. Kuormitusvaiheet 8 ja 9.

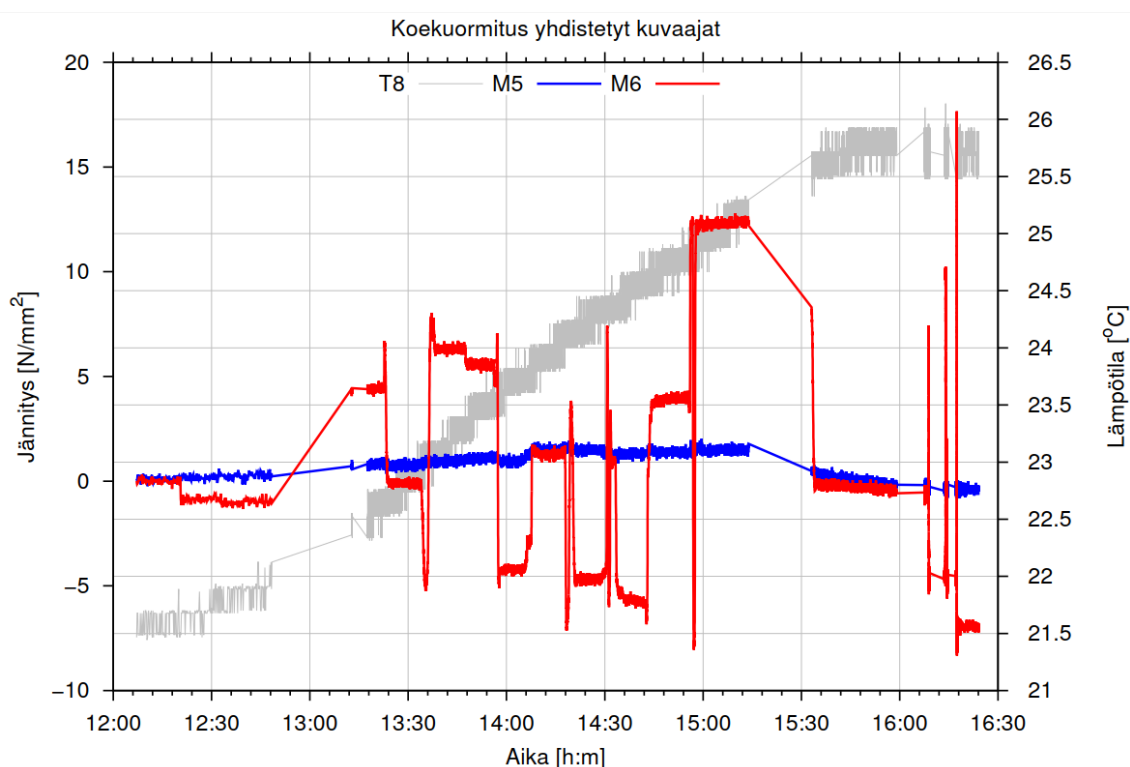
Dynaamisissa kuormitusvaiheissa pyrittiin selvittämään sillan rakenteellista käytöstä erilaisten liikkuvien kuormien alla. Ensimmäisessä dynaamisessa vaiheessa yksi kuormitusajoneuvo ajaa sillan yli 50 kilometrin tuntinopeudella sillan eteläkannen ulommalla kaistalla reunaviivaa pitkin. Toisessa vaiheessa kuormitusajoneuvo jarruttaa eteläkannen ulommalla kaistalla 45 kilometrin tuntivauhdista pysähdyksiin keskelle sillan pääaukkoa. Kolmannen vaiheen kuormituksessa kaksi kuormitusajoneuvoa ajaa vierekkäin sillan eteläkannen kummallakin kaistalla reunaviivojen vieressä 45 kilometrin tuntivauhdilla koko sillan yli. (Dimense Oy, 2014 1, liite 3)

3.3.1 Vuoden 2014 koekuormitus

Ensimmäinen koekuormitus suoritettiin 5.6.2014. Koekuormituksessa käytettiin neljää täydessä puukuormassa olevaa yhdeksänakselista ajoneuvoyhdistelmää. Kuormitukseen

kuului yhdeksän staattista ja kolme dynaamista ajovaihetta. Venymämittausten lisäksi sillasta mitattiin taipumia kahden takymetrin avulla. Staattisissa mittauksissa näytteenottotaajuus oli 1 Hz ja dynaamisissa kuormitusvaiheessa 62,5 Hz. (Dimense Oy, 2014 2)

Mitta Oy:n mukaan siltapaikalla todettiin kuormituspäivänä jopa kolmenkymmenen celsiusasteen lämpötila. Lämpötilan suuruus on myös kuvan 23 mukaan lähestynyt 30 asteen lukemia kuormituksen aikana. Kuvasta nähdään myös sillan ulomman pääpalkin 4 anturien m5 ja m6 mitaamat jännitykset kuormituspäivän mittaan. (Mitta Oy, 2019, s.3)



Kuva 23. Ulomman pääpalkin 4 ylä- ja alalaipan jännitykset sekä lämpötilan kehitys vuoden 2014 koekuormituspäivän ajalta (Dimense Oy, 2014).

Ensimmäiseen koekuormitukseen liittyviksi virhelähteiksi on kirjattu kuormituskaluston punnitukseen liittyvät virheet. Punnitukseen voivat vaikuttaa eri punnituskaluston erojen ja virheiden lisäksi ajoneuvojen oma kuormantasausautomaatiikka. Lisäksi takymetreilla suoritettut taipumamittaukset ovat alttiita samoille virhelähteille, kuin kaikki optiset mittausten menetelmät, esimerkkeinä näistä lämpökerrostumien aiheuttamat vaikutukset lasersäteeseen, maaperän värinä sekä tuuli, joka voi mahdollisesti heiluttaa maastoon

sijoitettua mittauslaitteistoa. Säännöllisen kalibroinnin ja huoltorutiinin merkitys mittaustulosten luotettavuudelle on merkittävä. (Dimense Oy. 2014 2)

3.3.2 Vuoden 2019 koekuormitus

Sillan toinen koekuormitus suoritettiin 3.12.2019. Sillan ylittävä moottoritie suljettiin kuormituksen ajaksi. Koekuormituksen mittausta olivat suorittamassa Väylävirasto ja Mitta Oy, Sitowise Oy:n konsulttien läsnä ollessa. Kuormitusajoneuvoina käytettiin neljää täydessä puukuormassa olevaa 9-akselista ajoneuvoyhdistelmää. (Mitta Oy, 2019)

Kuormitusajoneuvot punnittiin ja niiden akselivälit mitattiin. Mittaus tehtiin perinteisesti mittanauhaa ja kirjanpitolähteenä hyväksikäyttäen. Kuvasta 24 nähdään mittausmenettelyä sillalla koekuormituksen aikana.

Ajoneuvojen massat vaihtelivat 69,1 tonnin ja 77,1 tonnin välillä. Mitoiltaan rekat olivat 20,96 metrin ja 21,74 metrin välillä. Ajoneuvot tunnistetaan numeroin 1, 2, 3 ja 4. Ajoneuvojen massat ja akselivälit on esitetty taulukoissa 4 ja 5. (Mitta Oy, 2019)

On huomattava, että dynaamisissa koekuormitustilanteissa rekat ajoivat Kotkaan päin, eivätkä Helsinkiin päin, kuten koekuormitusraportti antaa ymmärtää.

Taulukko 4. kuormitusajoneuvojen massat (mukaillen Mitta Oy, 2019).

Ajoneuvo nro	Kokonaismassa [kg]	Vetoauto [kg]	Perävaunu [kg]
1	77060	34280	42780
2	76140	33420	42720
3	76200	33060	43140
4	69100	30340	38760

Taulukko 5. kuormitusajoneuvojen akselivälit (mukaillen Mitta Oy, 2019).

Ajoneuvo nro	Akselivälit								Yhteensä
	1	2	3	4	5	6	7	8	
1	4,6	1,37	1,38	5,3	1,36	5,01	1,36	1,36	21,74
2	4,6	1,37	1,38	4,51	1,32	4,14	1,32	1,32	20,96
3	3,6	1,35	1,35	5,6	1,32	5,18	1,32	1,32	21,04
4	4,5	1,35	1,3	4,7	1,34	5,6	1,34	1,34	21,47

Jokainen kuormitusvaihe kesti yhdestä viiteen minuuttiin. Mittausjakson aikana saatiin jokaisesta takymetrimittauspisteestä yksi keskiarvosiirtymä, ja muutamia tuhansia mittaustuloksia kustakin venymäanturista. Takymetrimittaukset koskivat vain staattisia ajovaiheita. (Mitta Oy, 2019, s.2)

Koekuormituspäivä oli talvinen ja aurinkoinen. Lämpötila Pyhtäällä vaihteli päivän mittaan -6,7 ja -2,9 celsiusasteen välillä Pyhtään lentokentällä sijaitsevan mittauspisteen mukaan (Fmiodata, 2019)

Mittaukseen liittyviä virhelähteitä on nimetty useita. Suurimpia yksittäisiä lähteitä ovat todennäköiset vaihtelevuudet ja epäselvyydet kuormitusajoneuvojen punnituksessa ja niiden massojen jakautumisessa, sekä lämpötilaero vertailtaessa kahta koekuormitusta keskenään. Ensimmäisen, vuoden 2014 koekuormituksen aikana todettiin +30 celsiusasteen lämpötila, kun taas toisen, vuoden 2019 koekuormituksen aikaan lämpötila siltapaikalla oli -5 celsiusastetta. Lämpötilaeron itseisarvo on siis 35 celsiusastetta. (Mitta Oy, 2019)



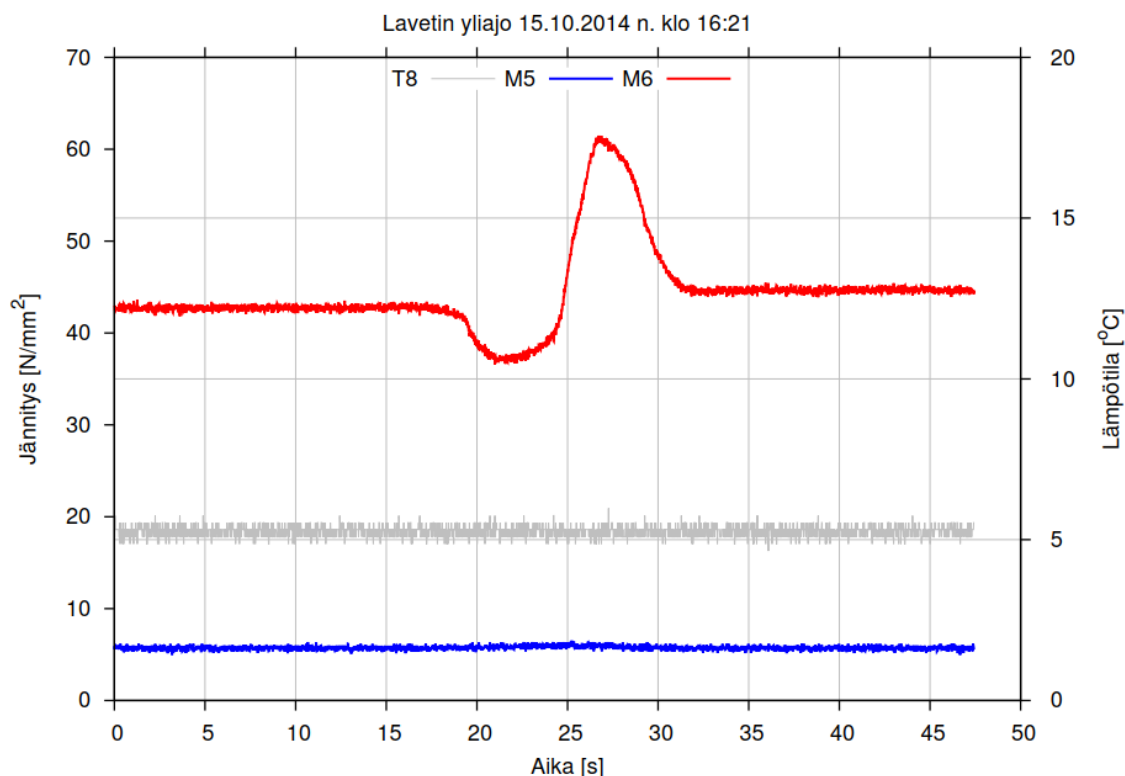
Kuva 24. Koekuormitustilanne ja akselien paikkojen merkintää Ahvenkosken langerpalkkisillan eteläkannella vuoden 2019 koekuormituksessa (Erkkilä, 2019).

3.3.3 Vuoden 2014 lisäkoekuormitus erikoiskuljetuslavetilla

Ahvenkosken langerpalkkisillalla toteutettiin 15.10.2014 edellisten koekuormitusten lisäksi ylimääräinen kuormitus erikoiskuormituslavetilla. Koekuormitus toteutettiin samana päivänä, kun viereistä Ahvenkosken vanhaa siltaa koekuormitettiin. (Lyöri, 2021.)

Lavetin akselipainot ja mitat on dokumentoitu. Vetoauto oli 1+2 -akselinen ja lavetissa oli lisäksi 8 akselia. Kuormituslavetin massat olivat 117 ja 163 tonnia, riippuen oliko kyydissä massaltaan 46 tonninen lisäpaino. Kevyemmin kuormitettuna lavetin akselipaino oli 10 tonnia ja painavamman lavetin akselipaino 15,75 tonnia. (Peltomaa, 2021)

117 tonnin kokonaispaino oli punnittu Ahvenkosken vanhan sillan koekuormituksen yhteydessä, ja lisäkuorman osalta massan mittauksessa luotettiin lavetin omaan akselipainontasausautomaatiikkaan. Kuvassa 25 nähdään erikoiskuormituslavetin yliajon aiheuttama jännitysheilunta sillan uloimmalla eteläisellä pääpalkilla antureilla M5 ja M6. (Dimense Oy, 2014, s.19)



Kuva 25. Erikoiskuormituslavetin eteläkannen yliajon aiheuttava jännitysheilunta ulomman pääpalkin 4 antureilla M5 ja M6 (Dimense Oy, 2014).

Erikoiskuormitusajoneuvojen yliajojen mittaustuloksia ei tässä työssä olla käsitelty tai tutkittu tätä pidemmälle, sillä tarvetta niiden tutkimiselle ei erityisesti ole ilmennyt, eikä koekuormitusta olla toistettu vertailua varten.

3.4 Aikaisempia tutkimuksia

3.4.1 Mittausdatan käsittely

Siltojen monitoroinnista saatavan mittausdatan laadun ja hyödyntämisen määrittelyyn ei Suomessa ole vielä olemassa yksiselitteistä standardia. Siltojen monitorointiohjeessa todetaan, että käytettävän mittaus- ja tallennusformaatin tulisi olla sellainen, että se olisi helposti käytettävissä tallennustietokannastaan vuosien tai jopa vuosikymmenten kuluttua. Usein dataa on paljon, ja sen tallennus- ja esitysmuoto on merkittävä tekijä datan käytettävyyden ja hyödynnettävyyden kannalta. (Liikennevirasto 2016, Siltojen

monitorointikäsikirja; Davila et al., 2016, Management of structural monitoring data of bridges using BIM)

Siltojen monitorointikäsikirjassa mainitaan, että ASCII-muotoisen datan lukeminen on hitaampaa ja se vie enemmän tallennustilaa, mutta datatyyppejä on niin laajalle levinnyt, että sen käyttö monitorointidatan tallennuksessa ja hyödyntämisessä voi olla käytännöllisempää. Joka tapauksessa arkistointiformaatin tärkein vaatimus on pitkän aikajänteen luotettavuus, sillä mittausdatan tarveaika voi olla jopa 50-100 vuotta. (Liikennevirasto, 2016)

Davila et al.:n vuonna 2016 julkaistu artikkeli Management of Structural Monitoring Data of Bridges using BIM ehdottaa, että mittausdatan visualisointi sillan tietomallin avulla voisi olla hyvä tapa käsitellä dataa havainnollistavasti. Artikkelissa kuitenkin korostetaan, ettei menetelmä voi korvata perinteisiä graafisia muotoja tai esitystapoja. (Davila et al. 2016)

Davila et al. (2016) kirjoittavat artikkelissaan, että suurin osa tavoitteista ja päämääristä, jotka on asetettu rakenteiden monitorointijärjestelmille, voidaan jakaa viiteen luokkaan. Näitä luokkia ovat järjestelmät, joiden tarkoitus on anomalioiden löytäminen mittausdatasta, sensoreiden ja mittausteknologian tutkimiseen tarkoitetut järjestelmät, sillan laskentamallin validointia varten luodut järjestelmät, mitattavien parametrien kynnyksarvojen seurantaan tarkoitetut järjestelmät sekä rakenteen vaurioiden tunnistamiseen ja paikallistamiseen keskittyvät järjestelmät.

Vuonna 2017 julkaistussa artikkelissaan Railway Bridge Structural Health Monitoring And Fault Detection: State-of-the-Art Methods and Future Challenges Vagnoli, Remenyte-Prescott ja Andrews esittelevät periaatteita ja metodeja monitorointidatan hyödyntämiseen siltojen kunnossapidon suunnittelussa, käyttäen apuna sillan kalibroituja FE-mallia. Artikkelissa puhutaan Structural Health Monitoringista, SHM:sta, eli rakenteen kuntomonitoroinnista ja määrittämään täydellisen monitoroinnin aikaansaamiseksi vaadittavat askeleet.

Vaadittavia askeleita ovat rakenteen reaaliaikainen monitorointi, oikeat mittaustilaitevalinnat ja kustannustehokas monitorointijärjestelmä. Reaaliaikainen monitorointi on merkityksellinen, jotta mahdolliset viitteet rakenteen heikentymiseen tai vaurioitumiseen huomataan mahdollisimman pian ja huoltotoimenpiteet ovat siten ylipäättään mahdollisia. Jatkuva monitorointi mahdollistaa kuntoon perustuvan sillan kunnossapidon, joka ei muuten olisi käytännöllinen tai tehokas lähestymisstrategia. (Vagnoli et al. 2017)

Vagnoli et al. kirjoittavat artikkelissaan, että siltaan integroitu hybridimittausjärjestelmä on paras vaihtoehto sillan monitoroinnin toteutukseen. Hybridimittausjärjestelmä on kokonaisuus, joka yhdistelee useita erilaisia mittausten menetelmiä. Niitä voivat olla esimerkiksi kiihtyvyyttä, venymää ja taipumaa mittaavat sensorit sekä GPS-mittausasemat ja säämittausasemat. Hybridijärjestelmän käyttö parantaa järjestelmän kokonaisluotettavuutta verrattuna järjestelmään, joka hyödyntää vain yhtä menetelmää. (Vagnoli et al. 2017)

3.5 Mittaustulokset

Huomioitavaa on, että sillan suunnittelussa ja piirustuksissa on käytetty KKJ-koordinaattijärjestelmää, eli kartastokoordinaattijärjestelmää. Koekuormitusten takymetrimittauspisteiden sijainnit mitattiin myös KKJ-järjestelmään vuonna 2020, koska aikaisempi käytetty koordinaattijärjestelmä ei ollut tiedossa.

Mittaustuloksiin kuuluvat jännitykset on laskettu venymistä käyttäen apuna Hooken lakia. Hooken lain mukaan jännitys lasketaan kaavasta

$$\sigma = E\epsilon , \tag{6}$$

jossa

σ on jännitys [MPa],

E on kimmokerroin [GPa],

ϵ on venymä [1].

Venymä saadaan laskettua kaavasta

$$\epsilon = \frac{\Delta L_d}{L_d}, \quad (7)$$

missä

L_d on elementin pituus [mm],

ΔL_d on elementin pituuden muutos [mm].

Dimense Oy:n vuonna 2014 julkaistun raportin ”Ahvenkosken itäisen sillan S115 rakennuksen aikainen monitorointi ja koekuormitusmittaus” käsitellään antureiden lämpötilakompensointia. Mittaustulosteiden oikean tulkinnan kannalta on tärkeää erottaa toisistaan rakenteen omapainosta ja muusta kuormituksesta aiheutuva venymä, ja lämpötilavenymä. Tässä on käytetty hyväksi antureiden yhteyteen kiinnitettyjä lämpötila-antureita ja oletusta siitä, että rakenteen lämpötilakäyttäytyminen on tunnettu. Lämpötila-antureita on asennettu siltaan siten, että sama lämpötila-anturi palvelee useita lähekkäisiä venymäantureita. (Dimense Oy, 2014, s.11)

Lämpötilan venymävaikutus on voitu poistaa tehokkaasti jokaisen anturin osalta, kun on tiedetty rakenteen tarkka lämpötila, sekä lämpölaajenemiskerroin. Tällöin kokonaisvenymä on Dimense Oy:n (2014 s.11) mukaan laskettu kaavalla

$$\epsilon_{mek} = \epsilon_{kok} - \epsilon_{lämp} = \epsilon_{kok} - \Delta T * \lambda_{CTE}, \quad (8)$$

missä

ϵ_{mek} on kuormituksesta johtuva mekaaninen venymä [1],

ϵ_{kok} on anturin mittaama kokonaisvenymä [1],

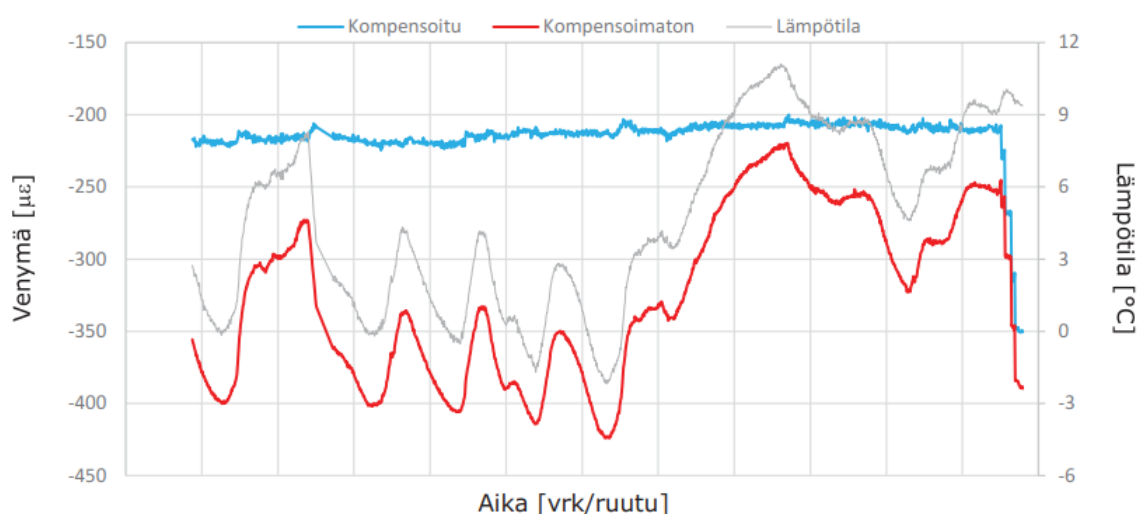
$\epsilon_{lämp}$ on lämpötilasta aiheutuva venymä [1],

ΔT on lämpötilan muutos [C°],

λ_{CTE} on kohteen lämpölaajenemiskerroin $\left[\frac{1}{C^\circ} \right]$.

Kaavan (8) mukaisen kompensoinnin lisäksi antureissa itsessään on lämpötilakompensointiyksikkö, joka kompensoi itse anturin lämpötilavaikutukset, eivätkä

ne näin näy tuloksissa. Olettamalla rakenteiden lämpötilakäyttäytyminen lineaariseksi on Dimense Oy:n mukaan voitu määrittää venymä-lämpötila-käyrän kulmakerroin. Kulmakerroin vastaa systeemin lämpölaajenemiskerrointa, jonka avulla on lämpötilan aiheuttamat venymät voitu poistaa kokonaisuudessaan. Kuvassa 26 nähdään lämpötilakompensoinnin tulos käyrinä kuvattuna. Harmaa käyrä esittää mitatun lämpötilan, punainen käyrä kuvaa kompensoimatonta venymää ja sininen käyrä lämpötilakompensoitua, lopullista venymätulosta.



Kuva 26. Venymän ja lämpötilan yhteys, sekä lämpötilakompensoitu venymä venymäanturilla M16 (Dimense Oy, 2014).

Rakenteen taipuessa myös anturin mittauskohdan etäisyys mitattavan rakenneosan pinnasta vaikuttaa mittauksen tarkkuuteen. Ahvenkosken sillassa antureiden etäisyys mitattavan rakenteen pinnasta on teräsrakenteiden pintoihin asennettujen antureiden yhteydessä 85 mm ja betonin pintaan asennettujen antureiden tapauksessa 12 mm. (Dimense Oy, 2014. s.10)

Neutraaliakselista kauemmaksi, esimerkiksi rakenteen mitattavan alapinnan alapuolelle asennetut anturit antavat suurempia venymäarvoja, kuin anturit, jotka on asennettu lähemmäksi neutraaliakseleita. Tällaisia kohtia ovat esimerkiksi teräspalkkien alalaipan yläpintaan kiinnitetyt anturit, jotka mittaavat laipan jännityksiä. (Dimense Oy, 2014. s.11)

Antureiden tuloksen korjauskerroin on Dimense Oy:n vuoden 2014 raportin sivun 11 kaavan 1 mukaan saatu kaavalla

$$K_{\text{anturi}} = \frac{d_{\text{pinta}}}{d_{\text{anturi}}}, \quad (9)$$

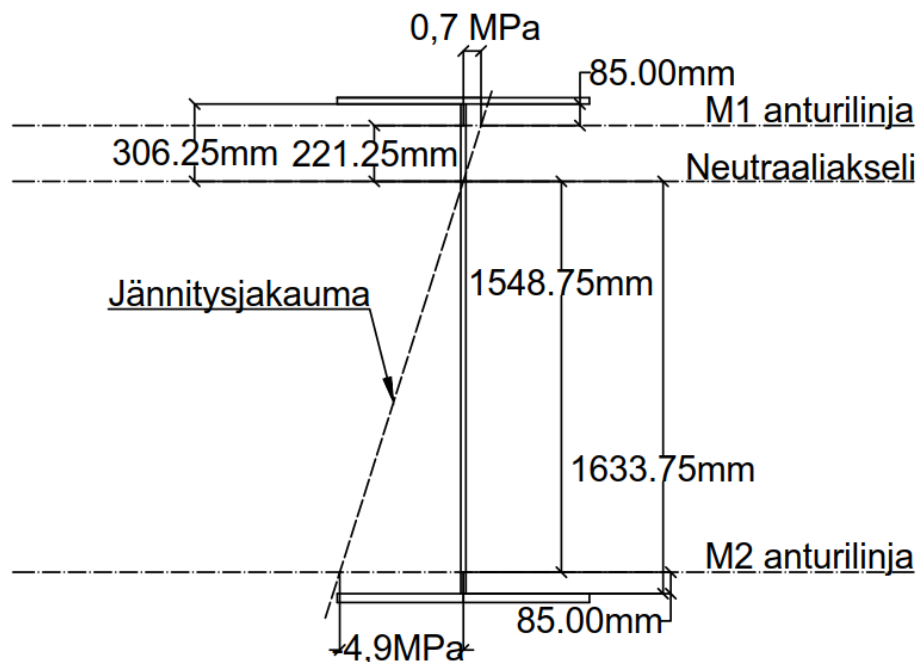
missä

K_{anturi} on anturin korjauskerroin [1],

d_{pinta} on mitattavan pinnan etäisyys neutraaliakselista [mm],

d_{anturi} on anturin etäisyys neutraaliakselista [mm].

Dimense Oy:n mukaan mitattuja tuloksia ei olla kuitenkaan kompensoitu anturin etäisyyden suhteen, sillä neutraaliakselin sijainnin määrittäminen on vaikeaa. Tämän korjauksen uupumisen vaikutukset on hyvä tiedostaa mittaustuloksia tutkittaessa. Neutraaliakselivaikutus, jännitys jakauma ja kaavan (9) etäisyydet poikkileikkauksessa on esitetty kuvassa 27 antureiden M1 ja M2 osalta kuormitusvaiheessa 9 vuoden 2019 mittaustulosten mukaan.



Kuva 27. Antureiden M1 ja M2 sekä mittauspintojen etäisyydet pohjoisen reunapääpalkin neutraaliakselista mittaustulosten mukaan.

Antureiden neutraaliakselivaikutuksen merkitystä mittaustuloksille tutkittiin sillan pääpalkkien osalta kuormitusvaiheissa 1, 7 ja 9. Näistä kuormitusvaiheista vaiheet 1 ja 7 ovat toisiinsa nähden symmetrisiä ja vaihe 9 on sillan maksimikuormitusvaihe. Laskentatulokset on käsitelty kappaleessa 5 ”Tulosten luotettavuus ja arviointi”.

Systemaattinen virhe myös syntyy antureiden kiinnitysratkaisuista. Antureiden korvakkeiden välinen pituus on suurempi, kuin itse anturin pituus. Sillassa käytettyjen antureiden pituus on 25 cm ja anturikiinnitysten efektiivinen pituus on 425 mm (Dimense Oy, 2014. s.11). Tämä pituusvirhe on Dimense Oy:n mukaan korjattu kertoimella 0,59, joka saadaan kaavasta

$$K_{\text{pituus}} = \frac{l_{\text{ant}}}{l_{\text{ef}}} = \frac{250 \text{ mm}}{425 \text{ mm}} = 0,59, \quad (10)$$

missä

K_{pituus} on pituuden korjauskerroin [1],

l_{ant} on anturin pituus [mm],

l_{ef} on anturikiinnitysten efektiivinen pituus [mm] (Dimense Oy 2014, s. 11).

4 LASKELMAT JA VERTAILUT

4.1 Laskentaohjelmistot

4.1.1 FinnSAP

FinnSAP on elementtimenetelmään perustuva lujuuslaskentaohjelmisto koneenrakennuksen, laitossuunnittelun ja rakennusalan tarpeisiin. Ohjelmiston on kehittänyt suomalainen Insinööritoimisto FEMdata Oy, joka järjestää tuotteilleen myös ohjelmistotuen ja käyttökoulutusta. (FEMdata, 2020)

4.1.2 SOFiSTiK

SOFiSTiK keskittyy FE-ohjelmien, sekä BIM- ja CAD-ohjelmistojen kehitykseen rakennusalan tarpeisiin. SOFiSTiK GmbH on perustettu vuonna 1987 ja ensimmäinen suunnitteluohjelmistotuote, SOFiCAD, julkaistiin vuonna 1988. (SOFiSTiK, 2020)

SOFiSTiK sisältää Bridge Design modulaarikonseptin, joka perustuu parametriseen koodauskieleen CADNIPiin sekä Computer Aided Bridge Design -teknologiaan eli CABDiin. Ohjelmiston SOFiPLUS-mallinluotnioduuli perustuu Autodesk AutoCADiin ja SOFiSTiK Structural Desktop, eli SSD, kontrolloi laskentatehtäviä graafisen käyttö- ja esitysliittymän avulla. (SOFiSTiK, 2020)

4.2 Sillan laskennallinen rakennemalli

Sillan alkuperäinen laskentamalli on luotu FinnSAP-ohjelmistolla. Sillasta on useita FinnSAP-ohjelmistolla luotuja ja analysoituja malleja, joita on käytetty eri rakennusvaiheiden ja eri rakenneosien analyysiin. Joidenkin sillan yksityiskohtien mitoitukseen on jo alkuperäisen sillan mitoituksen aikaan käytetty SOFiSTiK-ohjelmistoa. Tutkimusta varten sillasta luotiin uusi rakennemalli SOFiSTiKilla. Malli korvaa hieman vanhanaikaisen FinnSAP-ohjelmiston mallin.

Kautta mallin luonnin tehtiin vertailuja SOFiSTiK-mallin ja FinnSAP-mallin välillä, jotta saavutettaisiin rakennemalli, joka vastaa tarpeeksi hyvin alkuperäistä sillan mitoitusmallia. Malleja verrattiin luomalla vertailukuormia, jotka sijoitettiin molempiin malleihin ja laskettiin läpi. Useimmiten molemmista rakennemalleista tulostettiin tämän jälkeen taivutusmomentteja sekä siirtymiä, joiden avulla arvioitiin mallien yhteneväisyyttä ja etsittiin mahdollisia ristiriitoja.

4.2.1 Palkki- ja kuorielementeillä luodut rakennemallit

Vuonna 2012 Ahvenkosken langerpalkkisillasta luotiin kaksi rakennemallia, joista toinen perustuu palkki- ja toinen kuoriteoriaan. (Sito Oy, 2012, rakennemalli voimasuureiden laskentaan). Palkki- ja kuorimalleilla on fundamentaalinen ero FEM-laskennassa. Palkkimalli muodostuu palkkielementeistä, jotka ovat yksidimensioisia laskentaelementtejä. Palkkielementillä on alku- ja loppupiste, ja niihin liittyy kolme erityyppistä erityyppistä voimasuuretta: normaalijännitys, leikkausjännitys sekä taivutusmomentti. Lisäksi palkkielementit kantavat jakautunutta poikittaiskuormaa. (Oulun yliopiston teknillisen mekaniikan laboratorio, 2014)

Palkkirakenteiden analyysiin on olemassa kaksi yleisesti käytettyä teoriaa, Euler-Bernoullin ja Timoshenkon palkkiteoriat, joiden käyttö eri FEM-ohjelmissa saattaa vaihdella. Teorioiden fundamentaalinen ero liittyy palkin taivutuksen käsittelyyn. Euler-Bernoullin teoriassa palkin poikkileikkaustasot ovat aina kohtisuorassa palkin neutraaliakseliin nähden myös palkin ollessa taivutettu. Timoshenkon teoriassa poikkileikkaustasot voivat muuttaa kulmaansa palkin neutraaliakseliin nähden palkin taipuessa. (Salmi, 2010. s. 172)

Euler-Bernoullin teoria sopii hyvin hoikkien palkkien taivutuksen analysointiin, kun taas Timoshenkon teoria on hyödyllinen analysoitaessa pituuteensa nähden korkeita palkkeja, sillä se huomioi palkin leikkausmuodonmuutokset huomioimalla leikkaustason keskimääräisen liukuman (Salmi, 2010. s.172). SOFiSTiKin oman vuoden 2018 manuaalin VERiFiCATION MANUAL sivun 117 mukaan SOFiSTiK käyttää palkkianalyysissä Timoshenkon palkkiteoriaa.

Kuorielementti on puolestaan solmukohtien rajaama tasomainen tai kaareva kaksiulotteinen alue, jonka paksuus on huomattavasti pienempi, kuin elementin muut dimensiot. Kuorielementti määritellään referenssipintana, jolle paksuus annetaan erikseen rakenneosan ominaisuuksien määrittelyn kautta. Kuorielementeille voidaan määritellä mielivaltaiset kuormitukset. (Oulun yliopiston teknillisen mekaniikan laboratorio, 2014)

Kuorielementtejä käyttämällä saadaan luotua rakenteesta sen pintoja, geometriaa ja rakennetta tarkasti mukaileva laskentamalli, josta nähdään tarkemmin esimerkiksi I-palkin poikkileikkauksen voimasuureiden jakautuminen, jota palkkimallista ei ole mahdollista saada selville. Kuorimalli sisältää moninkertaisen määrän solmupisteitä verrattuna palkkimalliin, joten luonnollisesti mallin käsittely on raskaampaa ja laskenta kestää kauemmin.

4.2.2 Uuden SOFiSTiK-mallin luonti

Malli tuotiin FinnSAPista SOFiSTiKiin .dxf-tiedostona. Malliin tuotiin geometriaa esittävät viivat sijainteineen ja pituustietoineen, mutta materiaali- ja poikkileikkausominaisuuksien tuominen malliin tapahtui pääosin tekstimuodossa ja osittain manuaalisella määrittelyllä. SOFiSTiKissa analyttisten poikkileikkausten määrittely tapahtui SVAL-moduulilla, joka sallii poikkileikkausominaisuuksien määrittelyn ilman varsinaisen poikkileikkauksen muodon määrittelyä.

Siirrettäessä mallia .dxf-viivamallina FinnSAP-ohjelmistosta SOFiSTiKiin, vastaan tuli muutamia ongelmia. Suurimpana näistä oli eroavaisuus ohjelmistojen moduulien toiminnassa. FinnSAPissa on mahdollista luoda poikkileikkausprofiili ilman varsinaista geometriaa ja antaa sille neutraaliakselin poikkeaman suuruus varsinaisesta mallin referenssiviivasta. SOFiSTiKissa on samankaltainen mahdollisuus määrittää analyttinen poikkileikkaus SVAL-moduulilla ilman geometriaa, mutta poikkeaman antaminen ei onnistu tällä menetelmällä.

Jotta poikkeama saataisiin SOFiSTiK-malliin, olisi .dxf-tiedostoa täytynyt muokata niin, että referenssiiviat olisivat olleet valmiiksi neurtaaliakseleiden mukaisilla oikeilla poikkeamilla, tai olisi täytynyt luoda todellisuutta vastaava poikkileikkaus, jolloin ohjelmisto itse olisi määrittänyt poikkileikkauksen keskiön sijainnin sekä poikkileikkausarvot. Toiseksi mainittua menetelmää käytettäessä ongelmaksi olisi muodostunut se, että todellisen poikkileikkauksen poikkileikkausarvot eivät todennäköisesti olisi täydellisesti vastanneet niitä poikkileikkausarvoja, joita sillan mitoittamisessa on käytetty.

Edellä kuvattua SOFiSTiK-rakennemallin ongelmaa ei ratkaistu tässä työssä työn laajuuden ja ajankäytön takia. Lasketaan, minkälaisia vaikutuksia neutraaliakselin virheellinen sijainti rakennemallissa tuottaa tulostettuihin voimasuureisiin. Otetaan esimerkkitapaukseksi eteläkannen uloimman pääpalkin, palkin numero 4, kohta, jossa sijaitsevat venymäanturit m5 ja m6. Antureiden sijainti on merkitty kuvaan 14. Esimerkkikuormitustapaukseksi valitaan kuormitusvaihe 9, joka on kuvattu kuvassa 21.

Palkin poikkileikkaussuureet ja neutraaliakselin poikkeama on merkitty Sito Oy:n vuonna 2012 tuottamaan taulukkoon Poikkarit_ULK_halj_revD.xlsx (Liite 1), josta poikkileikkausten tiedot on siirretty FinnSAP-ohjelmistoon alkuperäisen rakennemallin luontia varten. Antureiden sijoituskohdan palkin poikkileikkauksen tunnus on PL92 ja sen korkeus 2000mm. Liittorakennevaikutuksen huomioivan analyyttisen poikkileikkauksen neutraaliakselin poikkeama painopisteestä on 497 mm. SOFiSTiK-rakennemallin tulostama palkkielementin normaalivoima antureiden kohdalle on 85,9 kN. Lasketaan poikkileikkauksen normaalivoimasta aiheutuva lisätaivutusmomentti $M_{\text{lisä}}$.

$$\begin{aligned} M_{\text{lisä}} &= d_{\text{ofs}} N_{\text{PL92}} \\ &= 497 \text{ mm} * 85,9 \text{ kN} = 42,7 \text{ kNm}, \end{aligned} \tag{11}$$

missä

$M_{\text{lisä}}$ on neutraaliakselin ja poikkileikkauksen painopisteen erosta johtuva momentti [kNm],

d_{ofs} on poikkileikkauksen neutraaliakselin ja painopisteen välinen etäisyys [m],

N_{PL92} on poikkileikkauksen PL92 normaalivoima rakennemallin mukaan [kN].

Tässä tapauksessa poikkileikkauksen neutraaliakselin poikkeama aiheuttaa 42,7 kNm lisämomentin. Tälle kohtaa palkkia numero 4 kuormitustilanteesta 9 aiheutuva taivutusmomentti on 2465 kNm. Neutraaliakselin poikkeamasta johtuva momentti on 1,7% kuormitustapauksen malliin aiheuttaman momentin suuruudesta.

Mitoitusvaiheessa palkkien poikkileikkauksille on luotu kaksi eri numeerista määrittelyä. Toinen sisällyttää ainoastaan palkin teräsrakenteen ja sen ominaisuudet, ja toinen määrittely ottaa huomioon liittovaikutuksen sillan betonikannen kanssa. Poikkileikkaussuureet ovat nähtävissä liitteessä 1. SOFiSTiK-mallissa käytettiin liitto-ominaisuudet sisällyttäviä poikkileikkausarvoja. Tekstimuotoisen poikkileikkausmäärittelyn komponentteja mallissa ovat poikkileikkauksen tunnistenumero, materiaalin tunnistenumero, poikkileikkauksen pinta-ala sekä neliömomentit väännön sekä poikkileikkauksen y- ja z-akselien suhteen.

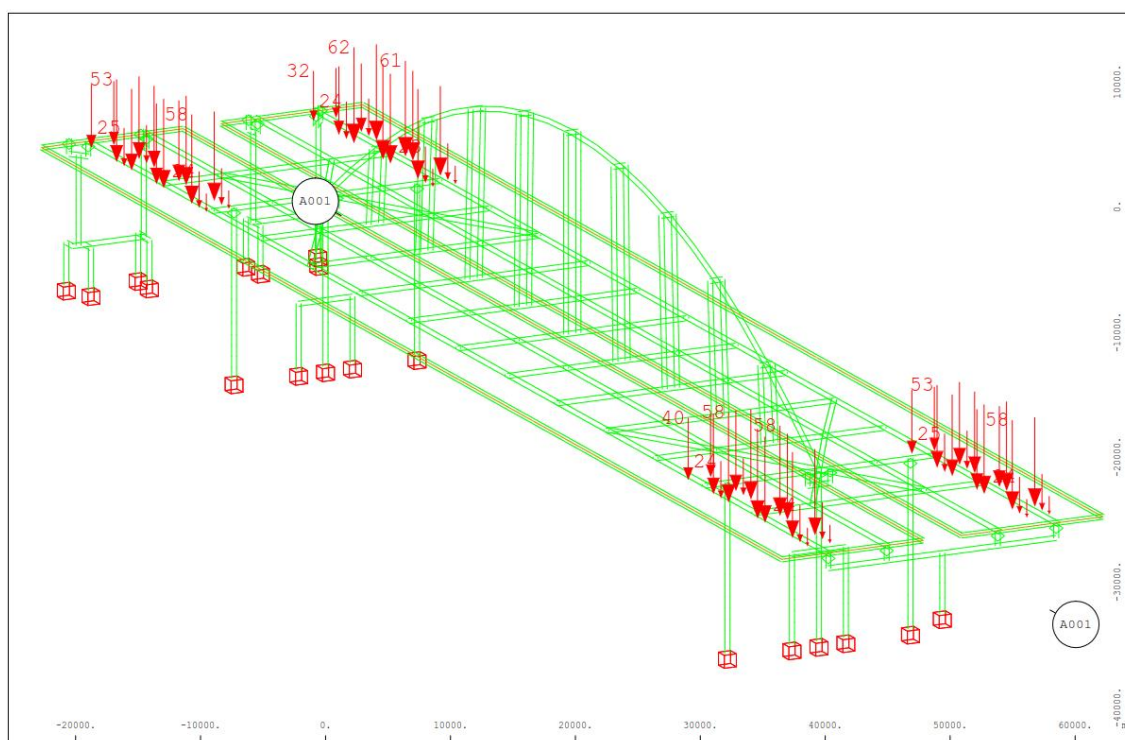
Laakerien määrittely on tehty solmupisteiden vapausastemäärittelyllä. Esimerkiksi kahteen suuntaan vapaan laakerin määrittely on tehty SOFiSTiKissa niin, että vapausasteet sekä x- ja y-akseleiden suhteen on määritetty vapaiksi. Samoin esimerkiksi kaaren kannan alapuolisen tapin tapauksessa pisteen kiertymä globaalin z-akselin ympäri on määritetty vapaaksi, jotta kohta vastaisi kaaren kannan todellista toimintaa mahdollisimman hyvin.

Sillan kannelle on määritetty kuormien antoa varten SOFiSTiK-termein Structural Area, eli pisteiden rajaama alue, jolle voidaan määrittää paksuus ja materiaali. Alueiden omapaino ja tiheys on määritetty olemattomiksi. Alue on verkotettu kuorielementein laskentaa varten ja se takaa sen, että koekuormitusten kuormat eivät mene palkkirakenteesta läpi, vaan jakautuvat kantavaan rakenteeseen.

Koekuormitustilanteet luotiin rakenteeseen käyttämällä hyväksi koekuormitusajoneuvoista ja niiden sijainnista kuormituspäivinä tallennettuja tietoja. Vuoden 2019 koekuormituksen yhteydessä kuormitusajoneuvot punnittiin ja niiden

akselivälit mitattiin. Näitä tietoja hyödyntämällä kuormitusajoneuvon kokonaismassa on jaettu lineaarisesti viivakuormaksi ajoneuvon kokonaispituuden matkalle. Tämä viivakuorma on taas jaettu akseleille todellisten akselivälien mukaisesti. Akselikuorma on jaettu kahdeksi pistekuormaksi akselin päihin renkaiden sijaintikohtiin. Tarkka sijainti jokaiselle kuormitusajoneuvolle mitattiin ja dokumentoitiin koekuormituksen aikana kannen reunapalkin, liikuntasauvojen ja toisten kuormitusajoneuvojen suhteen siten, kun se kussakin kuormitusvaiheessa oli järkevää.

Esimerkkinä yhden kuormitusvaiheen määrittelystä nähdään kuvassa 28 vaiheen 5 määrittelyn tuloksena generoidut pistekuormat. Pyöräkuormat näkyvät kuvassa punaisina nuolina, ja suurimpien pistekuormien osalta nähdään myös kuormituksen suuruus kilonewtoneina.

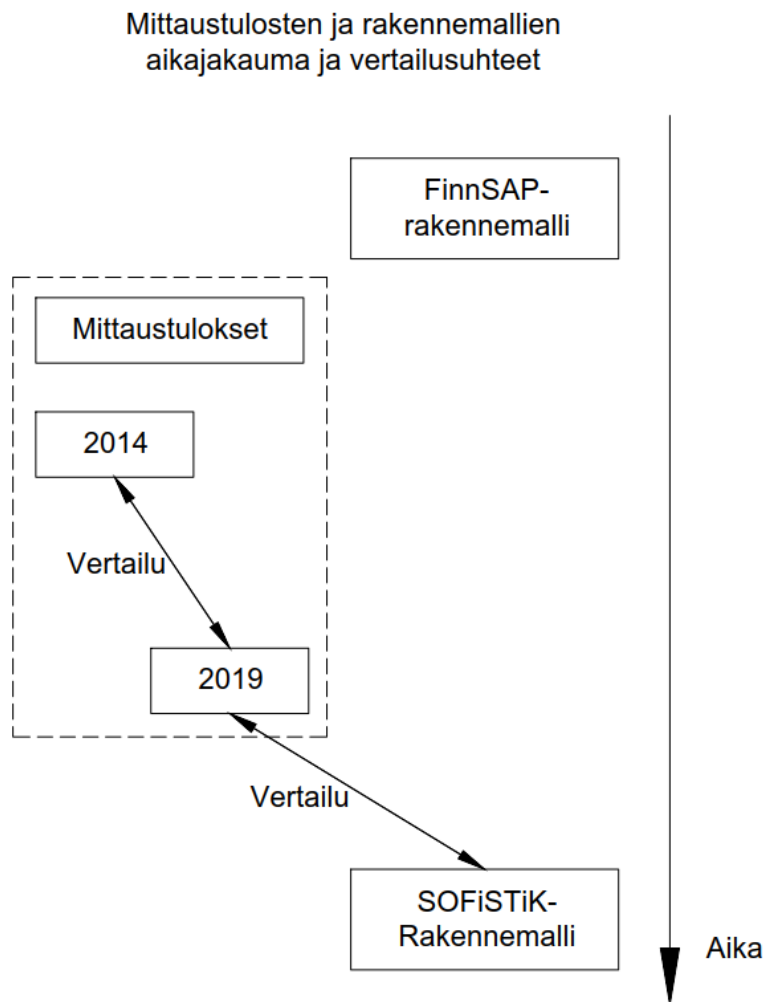


Kuva 28. Vaiheen 5 kuormitus sillan rakennemallissa.

4.2.3 Rakennemallin ja mittaustulosten käyttö analyysissa

Mittaustulosten käyttö analyysissa tapahtui vaiheittain. Ensin mittaustuloksia validoitiin vertaamalla keskenään vuosien 2014 ja 2019 mittaustuloksia, jonka jälkeen vuoden 2019

mittaustuloksia verrattiin uuteen SOFiSTiK-rakennemalliin. Tiedon synty ja vertailu ajan suhteen on esitetty tarkemmin kuvassa 29.



Kuva 29. Mittaustulosten ja rakennemallien vertailu.

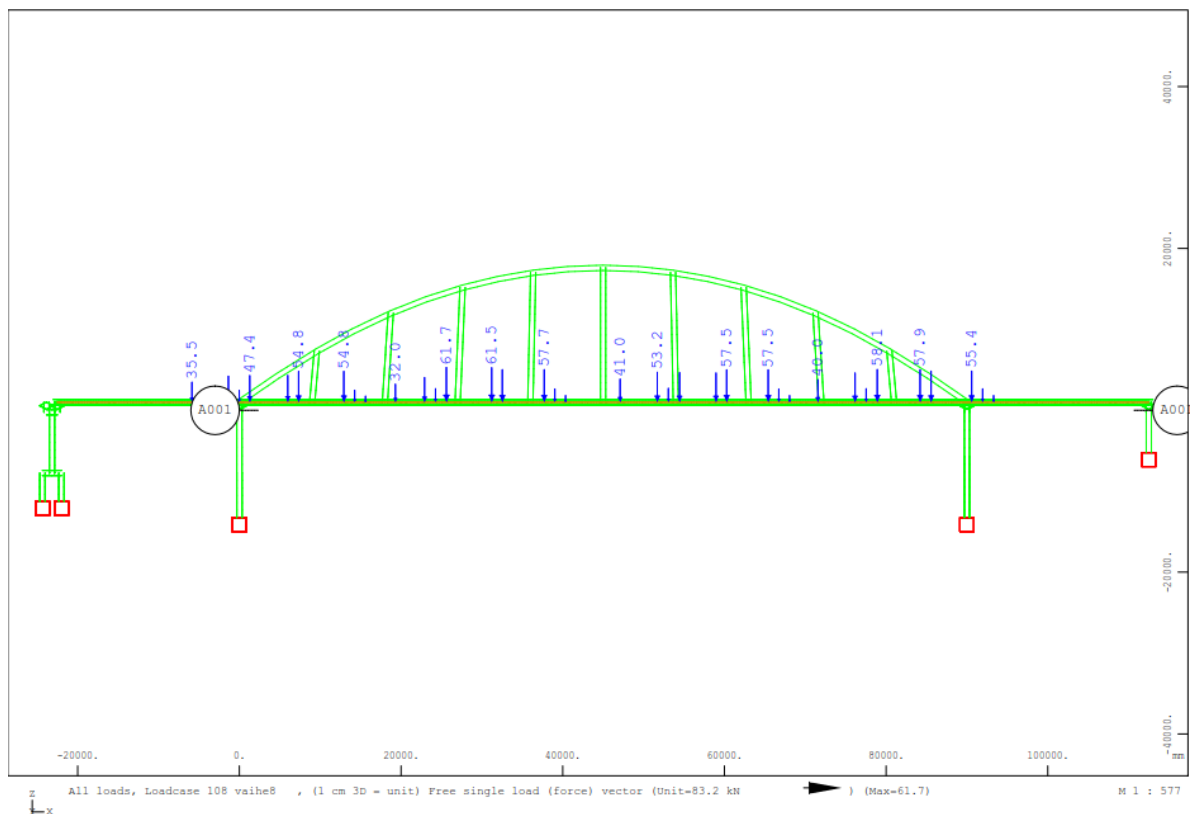
Koekuormitusten tulosten vertailu oli hyödyllistä ensimmäisenä ja selkeimpänä keinona tutkia sillan rakenteellisen toiminnan muutoksia. Lisäksi prosessissa havaittiin selkeät virheet tai epäloogisuudet ja pystyttiin arvioimaan tulosten käytettävyyttä sillan rakenteen toiminnan analysoinnissa ja vertailussa rakennemallin kanssa. Esimerkkinä mittaustuloksissa havaitusta epäloogisuudesta voidaan käsitellä takymetrimittauspisteen P4 siirtymämittaustulos koekuormitusvaiheessa 8, joka on esitelty taulukossa 6. Kautta koekuormitusvaiheiden 6, 7 ja 9 muutos mittaustuloksissa on ollut maltillinen, mutta

vaiheessa 8 vuoden 2019 mittaustulos on 9 mm pienempi. Tässä tilanteessa on järkevää epäillä mittaustuloksen oikeellisuutta.

Taulukko 6. Takymetrimittauspisteen P4 siirtymät neljässä koekuormitustilanteessa (Dimense Oy, 2014; Mitta Oy, 2019).

	Ajovaihe	6	7	8	9
2014	P4 [mm]	-14	-7	-13	-12
2019	P4 [mm]	-11	-6	-4	-11

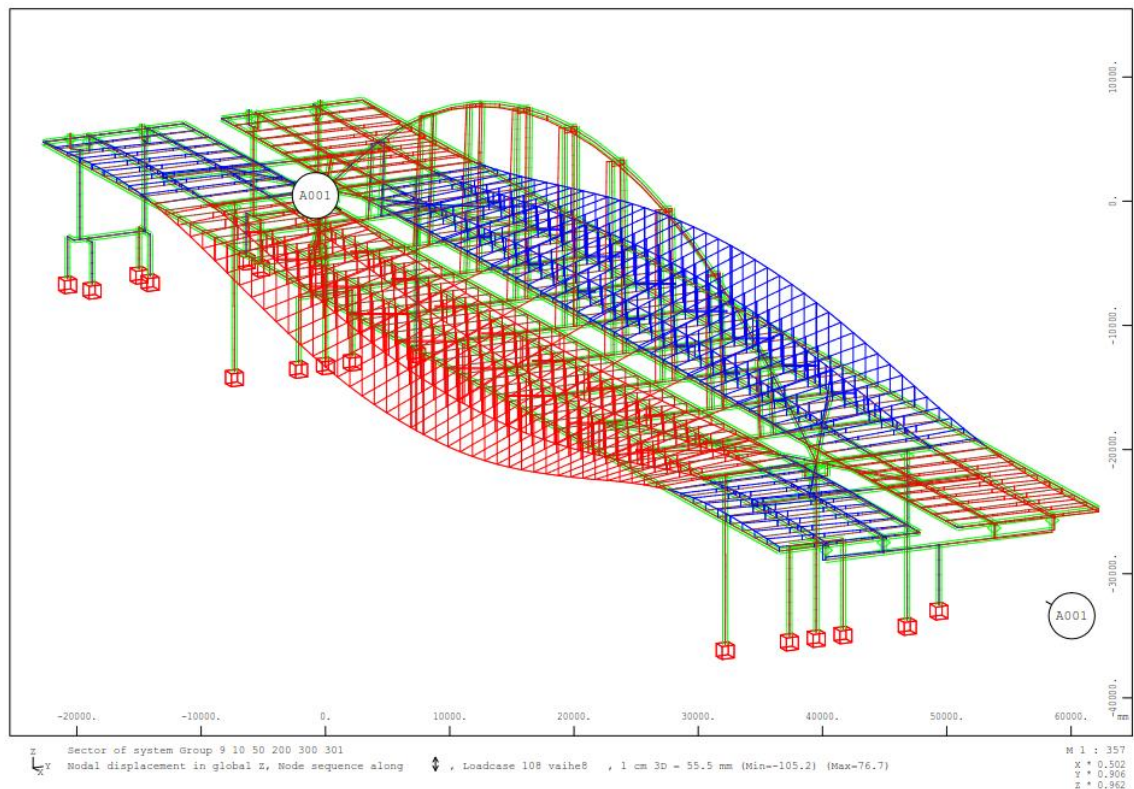
Koekuormituksista tallennetun kuormitusajoneuvojen sijaintidatan avulla voitiin sillan rakennemalliin määritellä kaikki koekuormitustilanteet sillan paikallisten mittapisteiden avulla. Kuvassa 30 nähdään sivukuvana kuormitusvaiheen 8 määrittely sillan kannella. Pistekuormien lukuarvot ovat yksikössä kN.



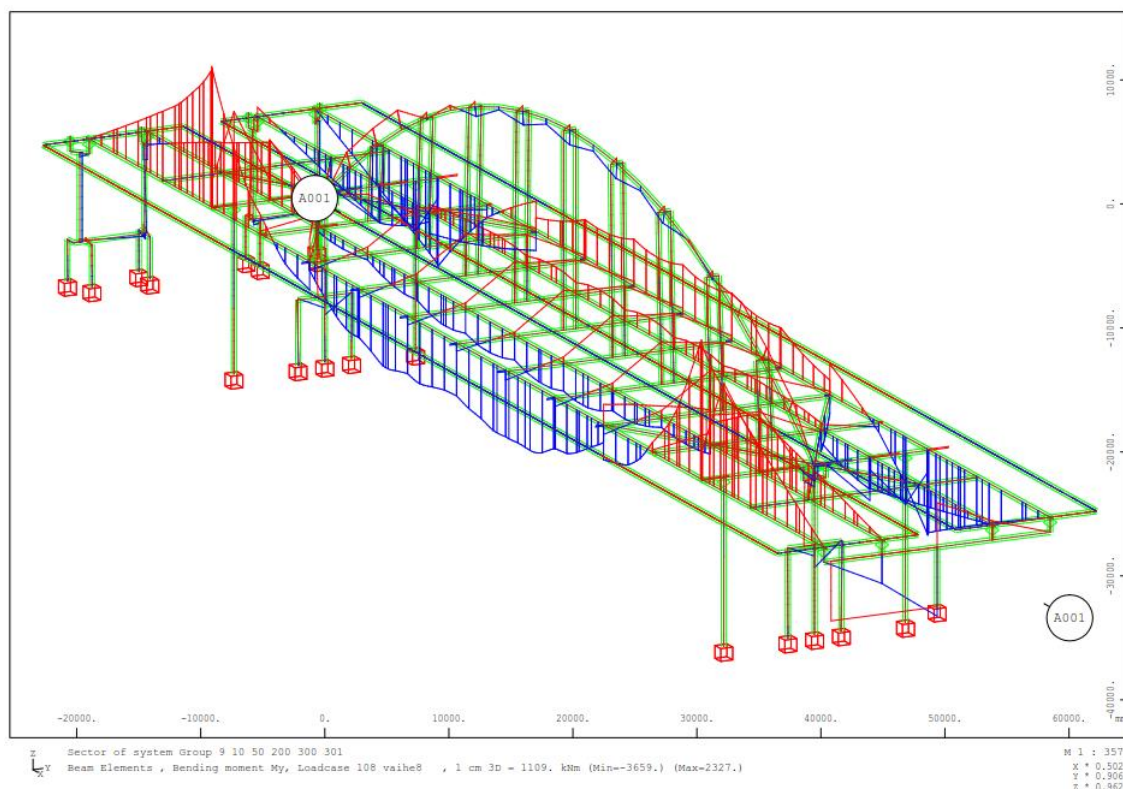
Kuva 30. Sillan laskentamallille annettu koekuormitusvaihetta 8 vastaava kuormitusmäärittely sillan eteläkannella.

Mallin määrittelyn jälkeen siitä generoitiin laskentamalli, jolle luotiin elementtiverkko. Tämän jälkeen malli voidaan laskea läpi. Läpilasketusta mallista saadaan ulos paljon haluttuja tuloksia SOFiSTiK-ohjelmiston Interactive Graphic- ja Interactive List and

Graphic -moduuleilla. Tässä työssä oltiin erityisesti kiinnostuneita Ahvenkosken sillan monitoroitujen rakenneosien voimasuureista mallissa, sekä sillan siirtymistä niissä pisteissä, joista otettiin takymetrimittaukset koekuormituksissa. Kuvissa 31 ja 32 nähdään Graafinen periaatekuvaus sillan siirtymien ja taivutusmomentin M_y jakautumisesta sillan rakenteelle koekuormitusvaiheessa 8.



Kuva 31. Sillan laskentamallin rakenteen solmukohdille antamat siirtymät kuormitustilanteen 8 kuormalle globaalin Z-koordinaatin suhteen.



Kuva 32. Laskentamallin rakenteelle antama momentti M_y kuormitustilanteen 8 kuormalle.

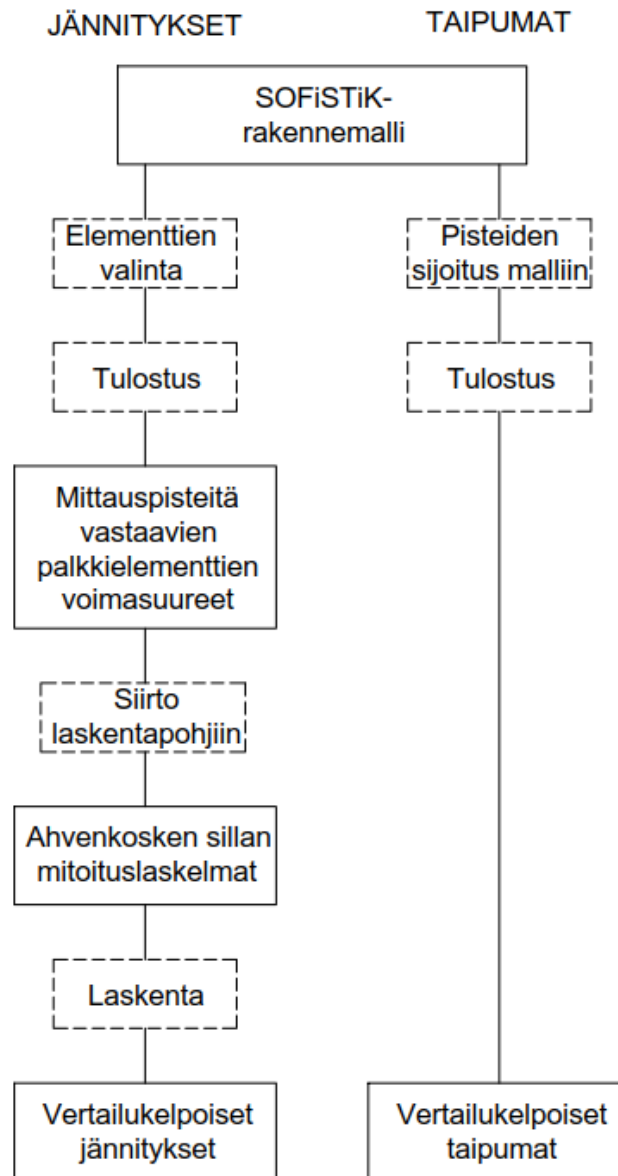
Koska SOFiSTiK-rakennemalli oli palkkimalli eikä yksityiskohtaisempi kuorimalli, ei poikkileikkausten tarkkoja jännitysjakautumia voitu tulostaa suoraan laskentamallista vertailua varten. Siksi mallista tulostettiin voimasuureet haluttujen kohtien palkkielementeille. Oikeat, mittauspisteitä vastaavat palkkielementit valittiin mallista venymämittaustantureiden toteutuneiden kiinnitysten perusteella.

Voimasuureiden tulostuksen jälkeen suureita käytettiin alkuperäisen rakenteen mitoituslaskelmien lähtötietoina, jotta päästiin vertailukelpoiisiin tuloksiin koekuormituksista saatujen tulosten kanssa. Jännitysten lasku alkuperäisillä mitoituspohjilla toteutettiin kahdessa vaiheessa. Ensin laskettiin jännityksen vertailutulos pohjan 0,5-kertaisella omalla kuormitusyhdistellä. Tämä vertailutulos vastaa koekuormitusvaihetta edeltävää nollatilaa. Tämän jälkeen rakennemallin tulostamat voimasuureet lisättiin 0,5-kertaiseen kuormitusyhdistelmään kunkin rakenteen kohdan ja kuormitusvaiheen osalta. Tämän jälkeen laskettiin kahden jännitystuloksen erotus, joka vastaa koekuormitusvaiheen rakenteeseen aiheuttamaa jännitysmuutosta.

Jokaista yhdeksää staattista kuormitustapausta kohden tehtiin neljätoista laskentaa laskentapohjien avulla. Esimerkiksi pääpalkkien kohdalla kahden, sekä ylä- että alalaippaan sijoitettujen anturien kohtien jännitykset saatiin laskettua samalla laskentapohjalla. Monitorointisuunnitelmasta poiketen sillan reunapalkkien pituussuuntaisiin teräksiin asennettujen jännitysantureiden 22 ja 23 jännityksiä ei olla laskettu analyttisesti sopivien ja luotettavien laskentapohjien tai -tapojen uupuessa. Jännitysten laskennan prosessi on kuvattuna kuvan 33 vasemmassa sarakkeessa. Jännityslaskelmien yhteenveto oleellisten etelä- ja pohjoiskansien kuormitusvaiheiden 7, 8 ja 9 osalta on esitetty liitteessä 6.

Takymetrilla tehtyjen taipumamittausten osalta vertailutulosten tulostaminen mallista oli hieman yksinkertaisempaa. Taipumien arvot on mallista saatu siten, että Ahvenkosken itäisen sillan takymetrimittauspisteiden sijainnit sijoitettiin maailmankoordinaatistossa KKK-järjestelmään suunnitellun sillan .dwg-piirustukseen uutena layerina. Takymetrikoordinaattien tarkat sijainnit on mitattu Ahvenkosken sillalla 29.10.2020.

Pisteiden sijainti tarkastettiin yhteneväiseksi aiempien, hieman epätasmaisten mittaustulosten ja piirustusten kanssa. Näin saatiin varmistettua, ettei pisteiden sijoittelussa ole tapahtumassa mitään perustavanlaatuisia virheitä esimerkiksi rotaation suhteen. Tästä pisteet saatiin siirrettyä SOFiSTiK:in X-moduulin hyödyntämään .dxf -piirustukseen, josta ne piirrettiin ja generoitiin malliin omina, nimettyinä ja ryhmiteltyinä pisteinä. Näille pisteille tulostettiin Interactive List and Graphic -moduulissa siirtymät globaalissa Z-koordinaatissa. Nämä siirtymät vastaavat koekuormituksista mitattuja taipumia. Kuvan 33 oikeassa reunassa nähdään taipumien tulostuksen prosessi.



Kuva 33. Jännitysten ja taipumien tuottamisen prosessi SOFiSTiK-rakennemallista.

Siltojen monitorointikäsikirjan mukaan sillan monitoroinnissa tarvittavien antureiden lukumäärät ja paikat määritetään käyttäen apuna sillan FE- tai laskentamallia. Kun monitoroinnista saadaan tuloksia, käytetään niitä laskentamallin kalibrointiin. Tämän jälkeen kalibroitua mallia voidaan käyttää sillan todellisen rakenteellisen toiminnan mukaisten kuormien ja rakenteen reaktioiden tarkkailuun, myös sellaisissa rakenteen kohdissa, joihin ei ole asennettu antureita. Saatavaa tietoa voidaan hyödyntää sillan kunnossapidon suunnittelussa ja toteutuksessa, sillä realistisemmalla laskentamallilla

saadaan tietoa sillan mahdollisista tulevista vaurioista laskentamallin reaktioiden ja rasittuneimpien rakennekohtien perusteella. (Liikennevirasto, 2016)

4.3 Vuodenajoista johtuvien lämpötilamuutosten vaikutus mittaustuloksiin

Lämpötilan vaikutus sillan dynaamisiin ominaisuuksiin on todettu useissa tutkimuksissa ja eri lähteissä. Mosavi et al. toteavat, että lämpötilalla on suuria vaikutuksia teräksisen liittopalkkisillan dynaamisiin ominaisuuksiin ja ne on otettava huomioon tuloksia analysoitaessa (2012, s.15). Mosavi et al. ehdottaa myös, että mittauksia tehtäisiin tietoisesti sellaisina vuorokaudenaikoina, jolloin lämpötilajakaumat sillassa ovat samanlaisia.

Myös Zolghadri et al. toteavat tutkimuksessaan *Effects of Temperature on Bridge Dynamic Properties*, että lämpötilan vaikutus todellisen sillan dynaamisiin ominaisuuksiin ja mittaustuloksiin tutkittaessa mahdollisia sillan vaurioita on huomattava. Tutkimuksessa tarkkailtiin kolmea eri rakennettua siltaa, sekä yhtä laboratoriokokeita varten valmistettua rakennelmaa. Laboratorioympäristössä siltarakennelmaa altistettiin 16.18 ja 24.30 celsiusasteen välillä vaihtuvalle lämpötilalle yhdentoista tunnin ajan. Rakennelman dynaamisissa ominaisuuksissa ei huomattu merkittäviä muutoksia tällä lämpötila-alueella. Kaksi tutkittavista rakennetuista silloista oli betonisia palkkisiltoja, joista toinen oli jännitetty, ja yksi oli teräsrakenteinen silta. Siltoja tutkittaessa yleisesti todettiin, että lämpötilan vaikutuksia sillan dynaamisiin ominaisuuksiin tulee tutkia, jotta vaurioanalyysiin liittyvää epävarmuutta saadaan alennettua. (Zolghadri et al. s.76-79)

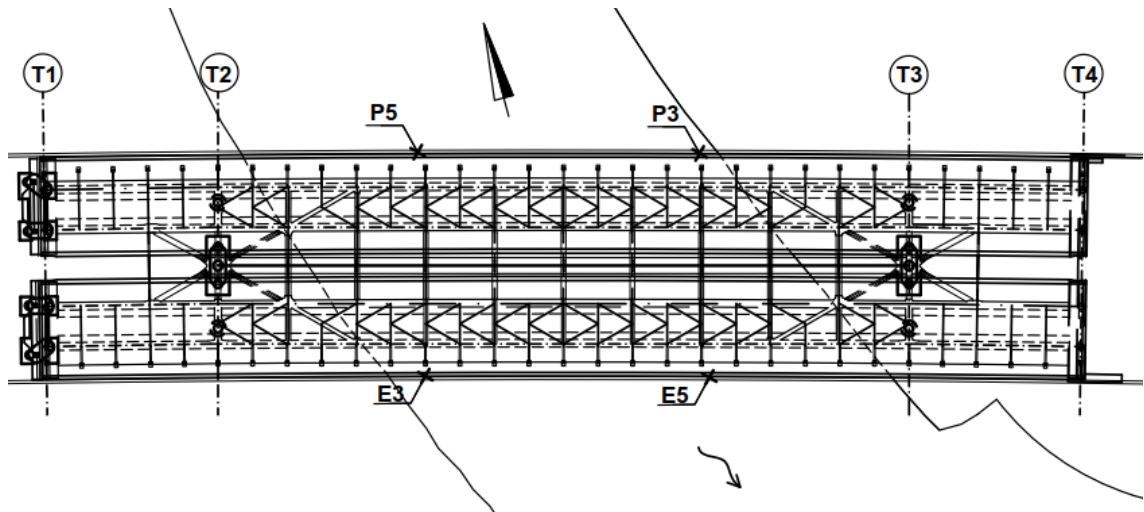
4.4 Koekuormitusten mittaustulosten vertailu

4.4.1 Koekuormitusten taipumien vertailu

Taipumia vertailemalla saadaan hyödyllistä tietoa sillan toiminnasta tai muutoksista. Taipumia vertailtaessa on hyvä huomioda, että taipumamittauksen mittaepätarkkuudeksi Mitta Oy ilmoittaa raportissaan ”Ahvenkosken itäisen sillan

koekuormitusmittaus” yhden millimetrin suuntaan tai toiseen. Kun tarkastellaan taipumia, joiden suuruus on esimerkiksi 2mm, on mahdollisen virheen osuus tuloksesta 50%. Tällaisten tulosten analysointi tai vertailu pidemmälle on mahdollisesti epätarkkaa. Keskitytään siis arvioimaan mittaustuloksia, joissa taipuma on mahdollisimman suuri, jotta virheen marginaali lopullisessa mittaustuloksessa on mahdollisimman pieni.

Symmetrisissä kuormitustapauksissa sillan odotetaan reagoivan kuormitukseen symmetrisesti. Käyttäytymistä voidaan tutkia symmetristen kuormitusvaiheiden 5 ja 6, sekä vastakkaisilla reunoilla sillan kantta sijaitsevien takymetrimittauspisteparien P5 ja E3, sekä P3 ja E5 avulla. Takymetriparien sijainti on esitetty kuvassa 34 ja pisteparien taipumien vertailu symmetrisissä koekuormitustilanteissa taulukossa 7.



Kuva 34. Takymetrimittauspisteet P5 ja E3, sekä P3 ja E5 sillalla (mukaillen Sito Oy, 2012).

Taulukko 7. Vastakkaisten pisteparien P5 ja E3, sekä P3 ja E5 taipumien vertailu symmetrisissä kuormitustapauksissa.

	Vaihe 5		Vaihe 6	
	2014	2019	2014	2019
P5 [mm]	3	2	-18	-15
E3 [mm]	0	1	-18	-18
P3 [mm]	2	2	-18	-15
E5 [mm]	1	0	-18	-17

Symmetristen kuormitustapausten 5 ja 6 aikaisista siirtymistä vaiheen 5 taipumat jäävät pieniksi, eivätkä ne ole vertailukelpoisia mittausrivhemarginaalin takia. Vaiheesta 6 on

sen sijaan saatu vertailukelpoisia tuloksia. Silta vaikuttaa taipuvan symmetrisesti sekä x- että y-akselin suhteen. Vuoden 2019 koekuormituksessa huomataan tosin mielenkiintoinen ero pohjois- ja eteläkansien välillä. Pohjoiskansi näyttäisi taipuvan hieman vähemmän kuin eteläkansi, vaikkakin tulokset menevät vielä mittausepäätarkkuusmarginaaliin. Ero voi johtua esimerkiksi sillan rakenteiden epätasaisesta lämpenemisestä talvipäivän aikana ja täten lämpötilan vaikutuksesta sillan rakenteiden jäykkyyteen. Aurinko oli koko päivän sillan eteläpuolella ja on mahdollista, että kuormitusvaiheiden aikana eteläkansi oli hieman lämpimämpi. Lisäksi yksi rekoista oli muita 10 tonnia keveämpi.

Otetaan seuraavaksi vertailukohteeksi riipputangon mittauspiste P4. Riipputangon mittauspiste on sijoitettu keskimmäisen riipputankoparin pohjoistankoon. Siirtymien vertailu on esitetty taulukossa 8.

Taulukko 8. Riipputangon mittauspisteen P4 taipumien vastaavuus vuosien 2014 ja 2019 koekuormitusten välillä.

	Ajovaihe	1	2	3	4	5	6	7	8	9
2014	P4 [mm]	-6	1	1	0	1	-14	-7	-13	-12
2019	P4 [mm]	-4	0	0	0	1	-11	-6	-4	-11
	Ero [mm]	2	-1	-1	0	0	3	1	9	1
	Ero [%]	-33	-100	-100	0	0	-21	-14	-69	-8

Kun katsotaan taulukkoa 8, jossa esitetään riipputangosta mitatut taipumat, huomataan, että mitatut tulokset ovat kautta linjan pienempiä vuonna 2019 verrattuna vuoden 2014 mittaustuloksiin. Kun pohditaan tuloksia mittausepäätarkkuuden prosentuaalisen suuruuden kannalta, vertailukelpoisia kuormitustapauksia ovat ainakin tapaukset 9 ja 6. Myös kuormitusvaiheessa 8 on mitattu suuria siirtymiä, mutta muutos vuosien 2014 ja 2019 välillä on niin suuri, että on hyvä tiedostaa myös mittausvirheen mahdollisuus. Muutos vuosien välillä on -69 prosenttia.

Siirtymien pienentyminen on kuitenkin systemaattista kautta linjan, vaikkakin vertauskelpoisten tulosten mukaan muutos on maksimissaan kolme millimetriä. Muutokseen vaikuttavana tekijänä voidaan pitää ainakin lämpötilaeroa kahden kuormituskerran välillä. On myös mahdollista, että sillan rakenteellinen toiminta on ajan

myötä muuttunut niin, että kuormitukset jakautuvat hieman eri tavalla. Esimerkiksi muutokset sillan pääkannattajan poikkisuuntaisessa jäykkyydessä voivat vaikuttaa riipputangon ottamaan kuormaan.

Eteläkannen eteläisen reunapalkin keskikohta on merkittävä takymetrimittauspiste kaikkien mittauskohtien joukossa, sillä se sijaitsee sillan kohdassa, jossa kannen keskikohdan maksimikuormituksen aikana nähdään suurimmat siirtymät sillan toimintaperiaatteen takia. Kohdassa sijaitsee mittauspiste E4. Taulukossa 9 nähdään pisteen E4 taipumat vuosien 2014 ja 2019 koekuormituksissa, sekä niiden vertailu.

Taulukko 9. Kannen reunapalkin keskikohdan pisteen E4 taipumien vastaavuus vuosien 2014 ja 2019 koekuormitusten välillä.

	Ajovaihe	1	2	3	4	5	6	7	8	9
2014	E4 [mm]	-72	2	-13	-5	1	-25	47	-89	-126
2019	E4 [mm]	-64	1	-17	-9	1	-25	39	-75	-105
	Ero [mm]	8	-1	-4	-4	0	0	-8	14	21
	Ero [%]	-11	-50	31	80	0	0	-17	-16	-17

Mittausepäätarkkuus huomioiden parhaita vertailutapauksia eteläkannen keskikohdan reunapalkin mittauspisteen E4 tuloksista ovat vaiheiden 1, 7, 8 ja 9 mittaustulokset. Huomataan, että vuoden 2019 taipumat ovat systemaattisesti itseisarvoltaan pienempiä, kuin vuoden 2014 taipumat. Prosentuaalisesti taipumien muutos edellä mainituissa kuormitustapauksissa on -11% ja -17% väliltä. Muutos on kautta linjan tasainen ja siten ei herätä epäilyksiä mittavirheistä. Taipumat ovat kuitenkin merkittäviä molemmissa kuormitustapauksissa, ja erityisesti maksimikuormitustapauksissa 8 ja 9 nähdään suuria siirtymiä 7,5 cm ja 12,6 cm välillä.

Taipumien tasainen pieneneminen voi mahdollisesti johtua lämpötilaerosta mittauspäivien välillä. Mahdollinen muutokseen vaikuttava tekijä voi olla myös jokin systemaattinen, huomiotta jäänyt ero kuormitustapauksissa, esimerkiksi kuormitusajoneuvojen massoissa tai sijainneissa kuormituksen aikana.

4.4.2 Koekuormitusten jännitysten vertailu

Taipumien lisäksi venymäantureiden mitaamat jännitykset ovat hyvä ja täsmällinen mittari sille, kuinka silta toimii rakenteellisesti, ja paljonko sillan rakenteen toiminta on muuttunut viiden vuoden ajanjakson aikana. Jännitysten vertailu koekuormitusten välillä paljastaa syvällisemmin rakenteen rasitusten jakautumista kahden koekuormituskerran välillä. Venymämittaustantureiden virhemarginaali on Mitta Oy:n mukaan yksi mikrostrain suuntaan tai toiseen.

Hooken lain kaavan (6) mukaan laskettuna yhden mikrostrainin venymä aiheuttaa esimerkiksi teräspalkkien laipoissa tuloksissa virhemarginaalin, jonka suuruus molempiin suuntiin on

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{virhe}} &= E\epsilon_{\text{virhe}}K_{\text{pituus}} \\ &= 210\text{GPa} * (1 * 10^{-6}) \frac{\text{mm}}{\text{mm}} * 0,59 \\ &= 0,124\text{MPa}\end{aligned}\tag{12}$$

missä

σ_{virhe} on venymän virhemarginaalin mukainen jännitys [MPa],

ϵ_{virhe} on mahdollisen venymämittaustuloksen virheen suuruus [1].

Voidaan todeta, että virhemarginaalin aiheuttama jännitys on merkityksellinen lähinnä pienten mittaustulosarvojen osalta. Virheen suhteellinen suuruus esimerkiksi 2 MPa mittaustuloksessa on 6,2 %, kun taas mittaustuloksen ollessa 20 MPa virheen suhteellinen suuruus on 0,62 %. Esimerkin kuuden prosentin virhemarginaali on merkittävä, kun taas 20 MPa mittaustuloksen yhteydessä mittaustuloksen virhe ei ole suuruudeltaan yhtä vakava, tai vaikuta tulosten luotettavuuteen yhtä voimakkaasti. Suhteellisen virheen suuruus on hyvä huomioida tutkittaessa mitattuja jännitystuloksia.

Eteläkannen eteläisemmän pääpalkin, palkin numero 4, jännitykset ovat merkitseviä kautta koekuormitusten, sillä sillan pääkannattajan ulommat pääpalkit ovat sillan kuormitetuimpia rakenteita. Anturi M6 sijaitsee sillan eteläkannen ulomman palkin keskivaiheilla sen alalaipassa. Alalaipan kuormitus on merkittävä jännityksen kasvaessa

kohti liittopoikkileikkauksen alalaitaa. Kyseinen palkki oli raskaimmin kuormitettuna kuormitusvaiheissa 8 ja 9, kun kuormitusajoneuvot olivat sijoitettuna käytännössä suoraan palkin päälle sillan pääaukon keskelle. Mittaustulokset ovat siis mitoituksen kannalta mielenkiintoisia. Mittaustuloksia on vertailtu taulukossa 10.

Taulukko 10. Jännitysten arvot eri kuormitusvaiheissa ulomman pääpalkin 4 alalaipassa.

	Ajovaihe	1	2	3	4	5	6	7	8	9
2014	M6 [MPa]	4,3	-0,1	6,3	5,6	-4,2	1,2	-4,7	3,9	12,2
2019	M6 [MPa]	5,3	-1,4	5,2	5,2	-1,8	5,1	-4,1	7,8	12,2
	Ero [Mpa]	1,1	-1,3	-1,1	-0,4	2,4	3,8	0,5	3,9	0,0
	Ero [%]	25	1187	-17	-8	-57	306	-11	98	0

Pidemmälle matkalle jakautuneen kuormitustilanteen 8 kuorman alla huomataan vuosien 2014 ja 2019 mittaustuloksissa suuri ero. Anturin mittaama jännitys on noin kaksinkertaistunut vuodesta 2014 vuoteen 2019. Ero on niin suuri, että kyseessä on todennäköisesti joko mittausrvirhe, tai jokin merkittävä muutos rakenteen toiminnassa. Vaiheen 9, jossa kaikki rekat ovat ryppäässä eteläkannen keskikohdassa, jännitys oli molempien vuosien mittauksissa sama. Yksityiskohta on mielenkiintoinen, ja vaiheen 8 vuonna 2019 lähes tuplaantunutta jännitysarvoa on hankala selittää.

Samankaltainen muutos huomataan myös symmetrisessä kuormitusvaiheessa 6, jossa molempien sillankansien ulkokaistoilla on kaksi kuormitusajoneuvoa sillan keskiaukon keskivaiheella. Kuormitus on samankaltainen, kuin kuormitusvaihe 8 siinä mielessä, että kuormitus on sillan kannen ulommalla kaistalla. Jos verrataan samojen vaiheiden taipumia, jotka on mitattu eteläkannen eteläisestä reunapalkista takymetrimittauspisteestä E4, huomataan ettei taipuma ole kasvanut vuonna 2019. Päinvastoin vaiheen 8 taipuma on 14 mm pienempi, ja vaiheen 6 siirtymä on pysynyt samana.

Yksi sillan eniten kuormitettuja rakenteita on sen vaakaristikko, joka toimii osana sillan pääkannattajan vääntökotelorakennetta. Anturi M8 sijaitsee K-ristikon diagonaalisauvassa sillan eteläkannen teräsrakenteessa sillan pääaukossa sen keskustasta itään päin. Anturin M8 jännitysmittaustulokset on esitelty taulukossa 11.

Taulukko 11. Jännitysten arvot eri kuormitusvaiheissa diagonaalissa lähellä sillan keskikohtaa.

	Ajovaihe	1	2	3	4	5	6	7	8	9
2014	M8 [MPa]	-19,9	0,7	-0,5	2,1	1,1	-2,0	18,5	-21,3	-31,7
2019	M8 [MPa]	-18,2	0,2	-3,7	-1,5	0,2	-3,5	15,3	-19,6	-29,1
	Ero [Mpa]	1,8	-0,6	-3,1	-3,6	-0,9	-1,5	-3,2	1,7	2,6
	Ero [%]	-9	-78	602	-172	-82	76	-17	-8	-8

Anturin M8 osalta tulokset osoittavat mielenkiintoista muutosta sillan rakenteellisessa toiminnassa. Anturi sijaitsee sillan kannen vääntökotelon ristikon diagonaalissa sillan keskiaukossa. Kohta on herkkä sillan kannen väännölle, ja ristikon diagonaaleilla on väännön siirrossa merkittävä rooli. Kun tarkastellaan taulukon 11 arvoja koekuormitusvaiheiden 8 ja 9 osalta, huomataan, että vaiheissa 8 ja 9 vääntöristikon diagonaalisauvan puristusjännitys on laskenut. Vastaavasti kuorman ollessa sillan pohjoiskannella vaiheessa 7, diagonaalin vetojännitys on laskenut. Vaiheiden 8 ja 9 osalta muutos on -8% ja vaiheen 7 kohdalla jännitys on laskenut 17% vuosien 2014 ja 2019 mittaustulosten välillä. Huomionarvoista on myös, että symmetristen vaiheiden 1 ja 7 välillä jännityksen lasku ei ole symmetristä. Vaiheen 1 osalta puristusjännitys on laskenut vain 9 prosenttia.

Yksi sillan vahvasti kuormitettu osa on sillan kaaren juuren kotelopalkki. Palkki saa merkittävästi vääntöä sillan kaarelta. Anturi M13 sijaitsee sillan tuen T3 kotelopalkin läntisen uuman yläreunassa. Anturin mittaustulokset on esitelty taulukossa 12.

Taulukko 12. Jännitysten arvot eri kuormitusvaiheissa tuen T3 kotelopoikkipalkin keskiaukonpuoleisen uuman ylälaidassa.

	Ajovaihe	1	2	3	4	5	6	7	8	9
2014	M13 [MPa]	8,1	1,0	2,9	2,6	1,6	2,8	-7,3	12,7	13,1
2019	M13 [MPa]	7,7	5,8	7,0	6,7	6,0	7,9	2,1	14,2	18,3
	Ero [Mpa]	-0,4	4,8	4,2	4,1	4,4	5,1	9,4	1,5	5,2
	Ero [%]	-5	489	146	161	279	182	-128	12	40

Anturin M13 osalta huomataan, että kuormitus sillan kaaren juuressa tuella T3 sijaitsevalla poikkipalkilla on noussut hieman. Jännitys on kasvanut kevyesti kotelopalkin keskiaukonpuoleisen uuman yläosassa. Kuormitusvaiheessa 8 kasvu on ollut 12% ja vaiheessa 9 tulosten mukaan 40%. Symmetrisessä kuormitusvaiheessa 7 muutos on

kuitenkin tapahtunut toiseen suuntaan, ja jännitys on muuttunut puristukselta vetopuolelle vuodesta 2014 vuoteen 2019. Prosentteina vuosien välinen ero on 128%.

4.4.3 Koekuormitusten dynaamisten ajovaiheiden jännitysten vertailu

Verrataan seuraavaksi dynaamisista ajovaiheista ajovaiheen 12 mittaustuloksia toisiinsa vuosien välillä. Ajovaiheessa 12 kaksi kuormitusajoneuvoa ajaa vierekkäisillä kaistoilla koko sillan eteläkannen yli 45 km/h nopeudella. Tulokset on luotu siten, että koko yliajon ajan anturikohtaiset jännitykset on tallennettu, ja niistä on taulukoitu jännityksen suurin ja pienin arvo. Ajovaiheen 12 mittaustuloksia on vertailtu anturikohtaisten minimien ja maksimien muodossa taulukoissa 13, 14 ja 15.

Taulukossa 13 nähdään kolmen monitoroidun pääpalkin jännitykset antureiden M1-M6 osalta, taulukossa 14 vaakaristikon diagonaalisauvojen antureiden M7 ja M8 tulokset ja taulukossa 15 tuen T3 kaaren kannan poikittaisen kotelopalkin antureiden M11-M14 mittaustulokset.

Taulukko 13. Dynaamisen ajovaiheen 12 pääpalkkien antureiden jännityksien minimi- ja maksimiarvot.

Ajovaihe 12												
Anturi	M1 [MPa]		M2 [MPa]		M3 [MPa]		M4 [MPa]		M5 [MPa]		M6 [MPa]	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max
2014	-1,1	-0,1	-5,2	-0,4	-0,1	1,4	-6,2	14,4	-0,8	0,2	-8,3	17,7
2019	-1,1	0,6	-4,3	0,7	-1,1	1,7	-4,8	14,6	-0,8	0,9	-7,3	16,9
Ero	0,0	0,7	0,9	1,1	-1,0	0,3	1,3	0,2	0,0	0,7	1,0	-0,7
Ero [%]	-2	-784	-16,8	-299	702	23	-21	2	1	351	-12	-4

Pääpalkkien antureiden jännitysarvoista huomataan, että kautta linjan jännitysten arvot ovat dynaamisen ajovaiheen aikana pysyneet suunnilleen samansuuruisina, ja merkittävin ero on eteläkannen sisemmän pääpalkin numero 3 alalaipan anturissa M4, suuruudeltaan 1,3 MPa.

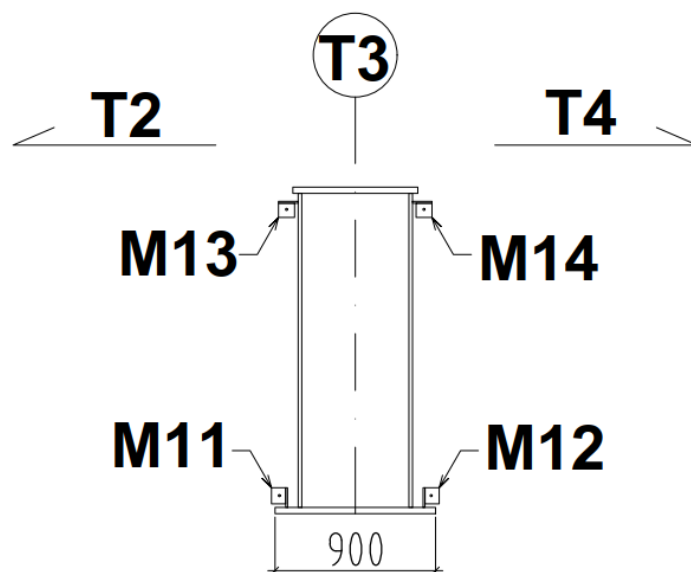
Vertaillaan seuraavaksi vaakaristikon diagonaalisauvojen jännityksiä ajovaiheessa 12. Jännityksiä mittaavat anturit M7 ja M8, ja niistä mitatut arvot on esitetty taulukossa 14.

Taulukko 14. Dynaamisen ajovaiheen 12 diagonaalien antureiden jännityksien minimi- ja maksimiarvot

Ajovaihe 12				
Anturi	M7 [MPa]		M8 [MPa]	
	Min	Max	Min	Max
2014	-6,3	-4,3	-20,1	-1,3
2019	-1,5	0,7	-16,1	1,4
Ero	4,8	5,0	4,0	2,6
Ero [%]	-76	-117	-19,9	-208

Vaakaristikon diagonaalisauvojen puristusjännitykset ovat dynaamisten ajovaiheiden suhteen laskeneet, samoin kuin todettiin aiemmin staattisten ajovaiheiden kohdalla taulukossa 11. Vuonna 2014 diagonaalit ovat pysyneet yliajon läpi puristusjännityksen puolella, mutta vuonna 2019 kuormitustilanteessa molemmissa diagonaalisauvoissa on mitattu myös maltillisia vetojännityksiä.

Kaaren juuressa sijaitseva poikittainen kotelopalkki on merkittävä rakenneosia tukien T2 ja T3 toiminnassa. Kotelopoikkileikkaukseen on asennettu neljä venymäanturia, joiden sijainnit on esitetty kuvassa 35. Dynaamisen ajovaiheen 12 aikaisia mittaustuloksia näillä neljällä mittauspisteellä on esitelty taulukossa 15.



Kuva 35. Antureiden M11-M14 sijainti tuen T3 kotelopoikkileikkauksessa (mukaillen Sito Oy, 2012).

Taulukko 15. Dynaamisen ajovaiheen 12 tuen T3 poikittaisen kotelopalkin antureiden jännityksen minimi- ja maksimi-arvot.

Ajovaihe 12								
Anturi	M11 [MPa]		M12 [MPa]		M13 [MPa]		M14 [MPa]	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max
2014	-5,2	-4,2	-7,9	-6,0	-10,2	-1,1	-4,6	-3,2
2019	-0,5	1,0	-1,6	0,8	-0,2	6,7	-0,9	1,0
Ero	4,6	5,2	6,3	6,8	10,0	7,8	3,7	4,2
Ero [%]	-90	-124	-79,9	-114	-98	-691	-80	-130

Tuen T3 kotelopoikkipalkin jännityksissä huomataan eroja kahden vuoden välillä. Yliajon läpi vuonna 2014 poikkipalkin uumat ja alalaippa ovat olleet puristettuja. Vuonna 2019 taas jännitykset ovat lähempänä nollaa, tai nousseet vedon puolelle. Anturin M13 maksimijännitykseksi on vuonna 2019 mitattu 6,7 MPa vetoa, kun se vuonna 2014 oli 1,1 MPa puristusta.

Sillan voidaan taipumamittausten perusteella olettaa toimivan symmetrisesti sekä pituussuuntaisen että poikittaissuuntaisen symmetria-akselinsa suhteen. Voidaan siis olettaa, että mittaustulokset ja niiden osoittamat rakenteen toimintaperiaatteet ovat samankaltaisia sekä etelä- että pohjoiskansilla, että tuilla T2 ja T3.

Huomataan, että joidenkin antureiden mittaustulokset ovat muuttuneet paikoittain merkittävästikin kautta linjan. Erityisesti antureiden M6, M8 ja M13 arvoissa on suuria eroja. Mahdollisia syitä eroille voivat olla muutokset sillan rakenteissa, esimerkkinä betonikannen halkeilu, tai mittausten välisten lämpötilaerojen aiheuttamat muutokset sillan rakenteellisessa toiminnassa.

4.5 Mittaustulosten ja laskentamallin tulosten vertailu

Vertailemalla mittaustuloksia rakennemallin antamiin laskentatuloksiin samoista mittauspisteistä ja -suureista, saadaan hyödyllistä tietoa siitä, kuinka rakennemalli vastaa sillan todellista toimintaa. Otetaan tarkempaan tarkasteluun samat mittauspisteet ja anturit, kuin koekuormitusten välisessä vertailussa. Käytetään mittaustulosten osalta

vuoden 2019 koekuormituksen tuloksia, sillä tutkimuksen kannalta kiinnostava seikka on sillan nykyinen toiminta ja rakennemallin kyky mallintaa sitä.

4.5.1 Koekuormituksen ja laskennan taipumien vertailu

Verrataan sillan kuvan 32 mukaisten taipumamittausparien vuoden 2019 mittaustuloksia ja rakennemallista vastaaville sijainneille tulostettuja siirtymiä. Vertailu on esitetty taulukossa 16.

Taulukko 16. Vastakkaisten pisteparien P5 ja E3, sekä P3 ja E5 taipumien vertailu symmetrisissä kuormitustapauksissa mittaustulosten ja laskentamallin välillä.

	Vaihe 5		Vaihe 6	
	2019	Laskenta	2019	Laskenta
P5 [mm]	2	1	-15	-21
E3 [mm]	1	1	-18	-21
P3 [mm]	2	1	-15	-22
E5 [mm]	0	2	-17	-18

Huomataan, että rakennemalli antaa lähes symmetriset tulokset sekä kuormitustapaukselle 5, että 6. Tulokset ovat samassa suuruusluokassa vuoden 2019 mittaustulosten kanssa.

Pisteiden P3 ja E5 vastaavuus ajovaiheessa 6 sekä laskelmien, että mittaustulosten suhteen ei ole aivan symmetrinen, mutta mittaustulosten puolesta tulokset mahtuvat vielä virhemarginaaliin. Laskelmien puolella neljän millimetrin ero voi johtua jonkinlaisesta vaihtelusta esimerkiksi koekuormitusajoneuvojen sijainnin mittausten suhteen, tai esimerkiksi mallin elementtijaon epäsymmetrisyydestä mittauspisteiden suhteen.

Riipputangon takymetrimittauspisteen mittaustulokset ja vastaavasta kohdasta rakennemallista tulostetut siirtymät on esitelty vertailuna taulukossa 17.

Taulukko 17. Riipputangon mittauspisteen P4 taipumien vastaavuus vuoden 2019 koekuormituksen ja laskentamallin välillä.

	Ajovaihe	1	2	3	4	5	6	7	8	9
2019	P4 [mm]	-4	0	0	0	1	-11	-6	-4	-11
Laskenta	P4 [mm]	-6	0	0	-1	0	-15	-9	-5	-12
	Ero [mm]	-2	0	0	-1	-1	-4	-3	-1	-1
	Ero [%]	50	0	0	-100	-100	36	50	25	9

Riipputangon mittauspisteen siirtymät ovat systemaattisesti suurempia laskelmissa, kuin koekuormituksen mittaustuloksissa. Hyvin vertailukelpoisia kuormitustapauksia virhemarginaalin suuruus huomioon ottaen ovat kuormitusvaiheet 6, 7 ja 9. Näiden vaiheiden osalta rakennemallista saadut taipumat ovat 9-50% suurempia. Ero voinee johtua laskennassa käytetyistä varmuuskertoimista. Riipputangon mittauspisteen P4 osalta tulokset noudattavat myös samaa suuruusluokkaa, ja suurin yksittäinen ero mittaus- ja laskentatulosten välillä on 4 mm symmetrisessä kuormitusvaiheessa 6.

Eteläkannen eteläisen reunapalkin taipuma sillan keskiaukon keskivaiheella on esitelty taulukossa 18. Taulukossa on vertailtu taipumia vuoden 2019 mittauksien ja rakennemallista tulostettujen arvojen välillä.

Taulukko 18. Kannen reunapalkin keskikohdan pisteen E4 taipumien vastaavuus vuoden 2019 koekuormituksen ja laskentamallin välillä.

	Ajovaihe	1	2	3	4	5	6	7	8	9
2019	E4 [mm]	-64	1	-17	-9	1	-25	39	-75	-105
Laskenta	E4 [mm]	-95	4	-19	-5	0	-27	65	-105	-164
	Ero [mm]	-31	3	-2	4	-1	-2	26	-30	-59
	Ero [%]	48	300	12	-44	-100	8	67	40	56

Sillan keskiaukon eteläkannen keskikohdassa betonikannen reunapalkissa sijaitseva takymetrimittauspiste E4 antaa pienempiä tuloksia, kuin rakennemallista saadut laskentatulokset. Erityisesti kuormitustapauksissa, joissa eteläkannen keskikohta on kuormitettuna, poikkeavat laskenta-arvot huomattavasti mitatuista taipumista. Näitä kuormitustapauksia ovat ajovaiheet 1, 8 ja 9. Vaiheet ovat hyviä vertailutapauksia myös siinä mielessä, että taipumat ovat suurehkoja ja virhemarginaalin merkitys jää näin prosentuaalisesti pienemmäksi, kuin tapauksissa, joissa mitattu siirtymä on pieni.

Taipumien vertailun osalta voidaan todeta, että laskentamalli antaa yleisesti suurempia siirtymiä, kuin mitä sillan koekuormituksessa vuonna 2019 on todettu. Tällöin ollaan turvallisella puolella rakennemallin antamien tulosten ja todellisuuden suhteen.

Vertaillaan seuraavaksi vuonna 2019 koekuormituksen aikana mitattuja jännityksiä, sekä laskentamallista ja Ahvenkosken langerpalkkisillan mitoituslaskentapohjista saatuja jännityksiä sillan eri rakenteissa. Anturi M5 sijaitsee sillan eteläisen kannen ulommassa eteläisessä pääpalkissa sen ylälaipassa. Anturin mittaustulokset ja vastaavan laskentamallin palkkielementin jännitykset on esitetty taulukossa 19.

Taulukko 19. Jännitykset ulomman pääpalkin 4 ylälaipassa vuoden 2019 mittauksen ja laskentatulosten mukaan.

	Ajovaihe	1	2	3	4	5	6	7	8	9
2019	M5 [MPa]	0,6	0,4	0,6	0,7	0,5	0,9	0,9	0,2	0,3
Laskelmat	M5 [MPa]	-12	0	-7	-5	0	-4	8	-13	-21
	Ero [Mpa]	-12,6	-0,4	-7,6	-5,7	-0,5	-4,9	7,1	-13,2	-21,3
	Ero [%]	-2231	-100	-1251	-856	-100	-524	775,6	-7787	-7103

Palkin 4 ylälaipan suhteen laskelmat eroavat mittaustuloksista merkittävästi. Mittaustulosten mukaan laippa on kevyellä vedolla kautta koekuormituksen. Laskelmien perusteella palkin 4 ylälaippa on poikkileikkauksen jännitysjakaumassa puristuspuolella. Mittaus- ja laskentatuloksista voidaan olettaa, että laskelmien mukaan liitto poikkileikkauksen neutraaliakselin kuuluisi olla teräspalkin uuman korkeudella, mutta todellisuudessa neutraaliakseli sijoittuu teräspalkin ja betonilaatan saumaan tai betonilaattaan. On hyvä muistaa, että laskelmissa betonikansi on oletettu täysin halkeilleeksi, joten laskentatulos on varmalla puolella jännitysten suhteen.

Suurten prosentuaalisten erojen merkitys ei ole näissä tuloksissa suuri, koska näissä tapauksissa koekuormituksen mittaustulos on ollut hyvin lähellä nollaa.

4.5.2 Koekuormituksen ja laskennan jännitysten vertailu

Vertailtaessa koekuormituksista mitattuja sekä laskettuja jännityksiä, saadaan tärkeää tietoa siitä, kuinka sillan rakennemalli toimii ja kuinka tarkasti rakennemalli vastaa sillan todellista toimintaa. Jännityksiä on käyty läpi tarkemmin anturikohtaisten vertailujen

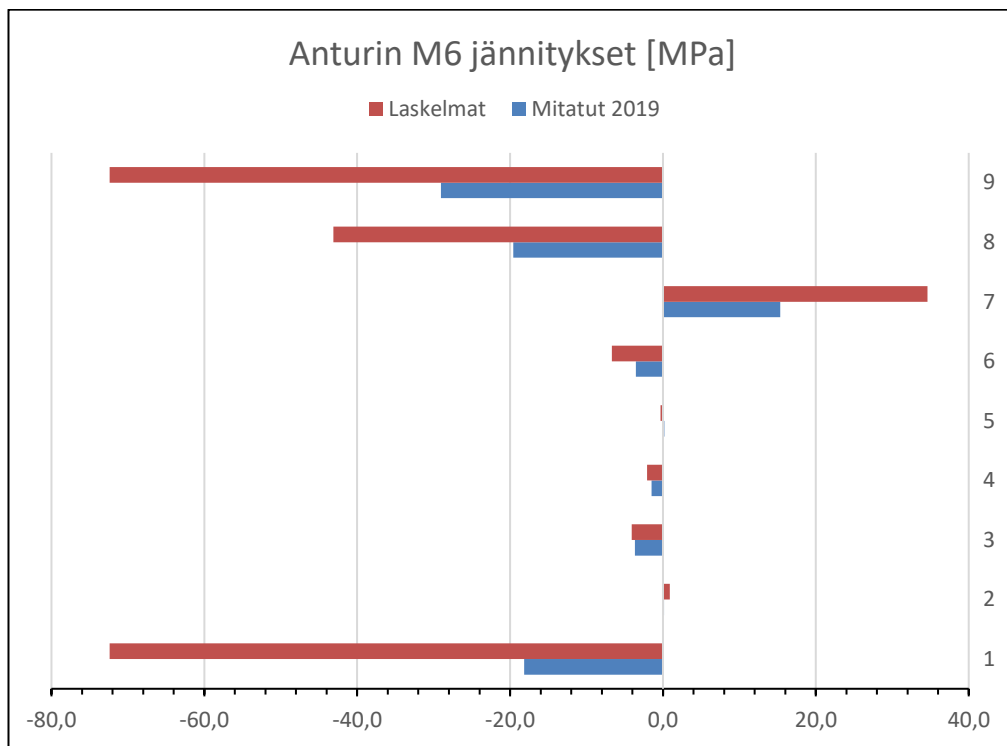
kautta, ja kaikki lasketut jännitykset on esitelty liitteessä 5. Yhteenvedo sillan poikkileikkausten jännitysten laskelmista on esitetty liitteessä 6.

Vertaillaan seuraavaksi pääpalkin 4 alalaipan jännityksiä anturin M6 mittaustulosten, sekä laskentatulosten välillä. Vertailu on esitelty taulukossa 20.

Taulukko 20. Jännitykset ulomman pääpalkin 4 alalaipassa vuoden 2019 mittauksen ja laskentatulosten mukaan.

	Ajovaihe	1	2	3	4	5	6	7	8	9
2019	M6 [MPa]	5,3	-1,4	5,2	5,2	-1,8	5,1	-4,1	7,8	12,2
Laskelmat	M6 [MPa]	24	0	13	10	0	10	-13	26	41
	Ero [Mpa]	18,7	1,4	7,8	4,8	1,8	4,9	-8,9	18,2	28,8
	Ero [%]	352	-100	148	92	-100	98	215	232	237

Myös palkin alalaipan suhteen jännitykset ja vuoden 2019 mittaustulosten ja laskentatulosten välillä ovat samansuuntaisia, mutta suuruudeltaan poikkeavia. Rakennemallin palkin alalaipan jännitykset ovat kautta linjan suurempia lukuun ottamatta vaiheiden 2 ja 5 tilanteita, joissa laskentamalli ei anna alalaipalle jännityksiä, mutta mittausten mukaan laippa on kevyesti puristuksella. Myös negatiivista taivutusmomenttia aiheuttavan kuormitusvaiheen 7 tapauksessa laskentamalli antaa palkin 4 alalaipalle suuremman puristusjännityksen arvon verrattuna mittauksissa todettuun arvoon. Kuvassa 36 nähdään graafinen esitys jännitysten laskennallisten ja mitattujen arvojen suuruuksista ja vastaavuuksista.



Kuva 36. Anturin M6 mitattujen jännitysten suuruus verrattuna laskelmien tuottamien jännitysten suuruuteen.

Verrataan seuraavaksi tuen T3 vieressä sijaitsevan vaakaristikon diagonaalisauvan anturin M7 mittaamia jännityksiä laskennan tuottamiin jännitystuloksiin. Anturin M7 vuoden 2019 mittaustulosten ja laskennan tuottamien tulosten vertailu on esitetty taulukossa 21.

Taulukko 21. Jännityksen arvot diagonaalissa lähellä sillan tukea T3 vuoden 2019 mittauksen ja laskelmien mukaan.

	Ajovaihe	1	2	3	4	5	6	7	8	9
2019	M7 [MPa]	-1,3	0,2	-0,5	-0,1	0,5	0,3	5,4	-5,1	-7,4
Laskelmat	M7 [MPa]	-33,7	7,4	-10,7	-0,9	5,2	-7,1	1,2	-43,9	-57,6
	Ero [Mpa]	-32,3	7,1	-10,1	-0,8	4,7	-7,3	-4,2	-38,8	-50,2
	Ero [%]	2407	3092	1953	1623	1009	-2887	-77	761	683

Mittaus- ja laskentatuloksista voidaan yleisesti todeta, että laskelmien mukaan anturin M7 monitoroima diagonaali on todellisuudessa vähemmän rasitettu rakenne, kun verrataan mitoituslaskelmien oletuksiin. Laskelmien mukaiset jännitykset ovat erityisesti kuormitusvaiheiden 1, 8 ja 9 osalta moninkertaiset mitattuihin arvoihin nähden. Näistä kuormitusvaiheet 8 ja 9 ovat maksimikuormitusvaiheita, jotka rasittavat sillan pääkannattajan rakenteita eniten. Voidaan todeta, että anturin M7 monitoroiman diagonaalin mitoitus on varmalla puolella sen todelliseen toimintaan nähden.

Tutkaillaan diagonaalia, johon on venymäanturi M8 on kiinnitetty. Kyseinen diagonaali on vaakaristikossa samoin kuin anturi M7, mutta sen sijainti on lähempänä sillan keskiaukkoa. Laskettujen ja vuonna 2019 mitattujen todellisten jännitysten vertailu on esitetty taulukossa 22.

Taulukko 22. Jännityksen arvot diagonaalissa lähellä sillan keskiaukkoa vuoden 2019 mittauksen ja laskelmien mukaan.

	Ajovaihe	1	2	3	4	5	6	7	8	9
2019	M8 [MPa]	-18,2	0,2	-3,7	-1,5	0,2	-3,5	15,3	-19,6	-29,1
Laskelmat	M8 [MPa]	-72,4	0,9	-4,1	-2,1	-0,3	-6,7	34,6	-43,1	-72,4
	Ero [Mpa]	-54,2	0,7	-0,4	-0,6	-0,5	-3,2	19,3	-23,5	-43,3
	Ero [%]	299	460	12	40	-262	89	126	120	149

Diagonaalin jännityksissä huomataan samaa ilmiötä, kuin aiemmin tutkaillun anturin M7 diagonaalin osalta. Laskelmien tuottamat jännitykset ovat huomattavasti suurempia, kuin todellisuudessa mitatut jännitykset. Aiemmin lisäksi todettiin, että anturin M8 mittaustulokset vuosien 2014 ja 2019 mittauksia vertailtaessa ovat laskeneet hieman.

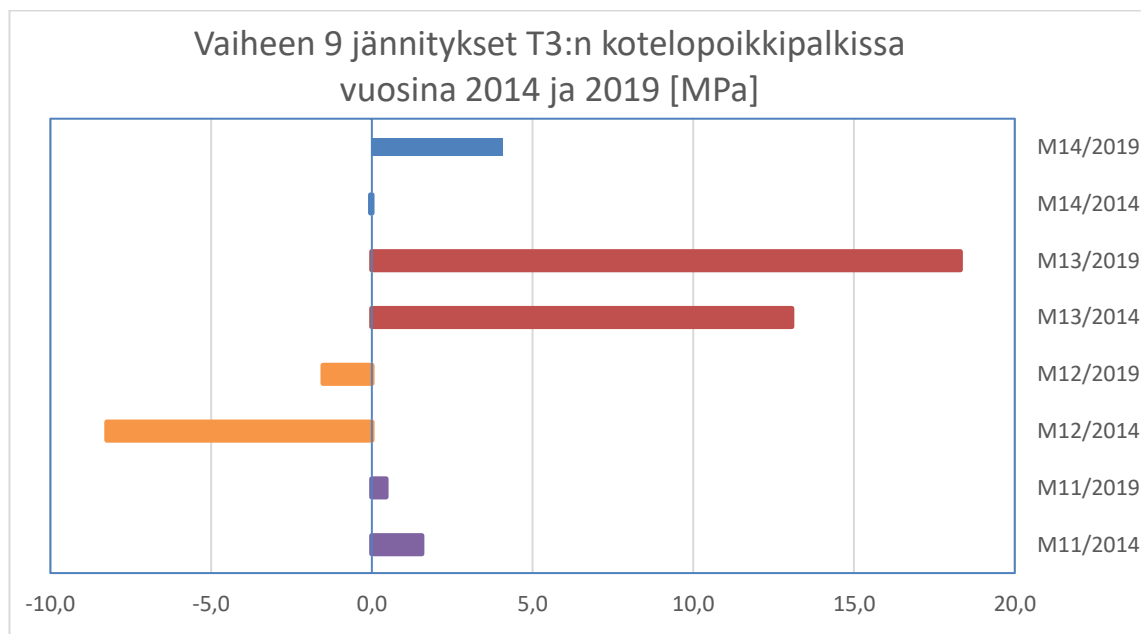
Myös anturin osalta suurinta kuormitusta aiheuttavien kuormitusvaiheiden 1, 8 ja 9 osalta lasketut jännitykset ovat mitattuihin arvoihin nähden moninkertaiset. Näin ollen mitoituksen voidaan todeta olevan varmallalla puolella.

4.6 Mittausjakson aikana tapahtuneet muutokset rakenteellisessa toiminnassa

Kun tutkitaan koekuormitusten välisten mittaustuloksen muutoksia, löydetään suuria muutoksia joidenkin antureiden osalta. Mittaustulokset ja mittaustulosten väliset erotukset on esitetty liitteessä 4. Muutoksia on havaittu erityisesti sillan kaaren kannan kotelopalkissa tuella T3, anturin M7 seuraamassa tuen T3 läheisessä diagonaalisauvassa sekä kaaren tuelta T3 keskiaukkoon päin laskettaessa kolmannen riipputankoparin riipputangossa.

Tuen T3 kotelopalkin jännitysten muutokset ovat hyvin nähtävissä erityisesti antureissa M12, M13 ja M14, jotka sijaitsevat kaaresta päin eteläkannen puolella kotelon uumien

ylälaidoissa sekä alalaipan itäreunalla sillan päätytuen T4 puolella. Antureiden sijainnit on selitetty kuvassa 35. Kuvassa 37 nähdään graafinen esitys vastaavien antureiden jännitystuloksista vuosina 2014 ja 2019.



Kuva 37. Jännitykset antureilla M11-M14 vuosina 2014 ja 2019.

Anturien M13 ja M14 osalta jännitysten kasvu vetopuolelle on ollut merkittävää kautta linjan. Erityisesti vetojännitys on noussut kuormitusvaiheen 7 mittauksissa, joissa vuosien 2014 ja 2019 ero anturilla M13 on 9,4 MPa ja anturilla M14 8,7 MPa. Myös vaiheissa 2-6 sekä vaiheessa 9 anturin M13 vetojännityksen nousu on ollut 4,1 MPa ja 5,2 MPa välimaastossa. Erityisen kiintoisa on vaiheen 7 vetojännityksen kasvu. Vaiheessa 7 kuormitus on sijoitettu sillan pohjoiskannelle, jolloin eteläkannessa tapahtuu siirtymiä ylöspäin. Kuorman jakautuminen vuosien välillä on muuttunut jotenkin ja esimerkiksi eteläkannen noususta palkille syntyvä vääntö voi aiheuttaa kotelopalkin kahteen uumaan suurempia vetojännityksiä. Lämpötilalla voi olla kotelopalkin toimintaan huomattavaa vaikutusta. Kylmä teräsrakenne voi herkemmin näyttää muutoksen jännityksessä, kuin lämpimämpi rakenne.

Erityisesti myös venymäanturin M7 monitoroiman diagonaalisauvan mittaustulokset ovat siirtyneet puristukselta kohti nollaa ja vetoa. Mittaustulokset vuonna 2019 eivät ole erityisen suuria. Mittaustuloksien suurimmat arvot saatiin maksimikuormitusvaiheissa 8

ja 9 joissa mitattiin anturille arvot -5,1 MPa ja -7,4 MPa. Kuitenkin muutos vuoteen 2014 verrattuna kaikkien muiden staattisten kuormitusvaiheiden osalta on ollut merkittävä. Vaiheissa 1-7 anturi M7 on 3,9 MPa – 6,7 MPa vähemmän puristettu. Kiintoisaa on verrata toistensa suhteen symmetrisiä kuormitustapauksia 1 ja 7 anturin M7 suhteen.

Vuonna 2014 ajovaiheessa 1 diagonaalin anturilla M7 on mitattu 5,9 MPa puristusjännitys. Vastaavassa ajovaiheessa vuonna 2019 puristuksen suuruus oli enää 1,3 MPa. Ajovaiheessa 7, jossa kuormitetaan pohjoiskantta vaiheen 1 eteläkannen kuormitusta vastaavalla tavalla, mitattiin vuonna 2014 puristusta 1,2 MPa. Puolestaan vuonna 2019 mitattu jännityksen arvo oli loogisemmin 5,4 MPa vetoa.

Kolmas rakenneosa, jossa huomataan jännitysmittausten perusteella suuria muutoksia, on sillan riipputanko, jota mittaa anturi M17. Erityisesti kuormitusvaiheiden 6 ja 7 osalta muutokset ovat suuria, ja riipputangon veto on vähentynyt. Molemmissa kuormitustapauksissa ainakin sillan pohjoinen kansi on ollut kuormitettuna, vaiheessa 6 molemmat kannet. Vetojännitys on vähentynyt 6. vaiheessa 5,5 MPa ja 7. vaiheessa 7,0 MPa. Ilmiö viittaisi jonkunlaiseen muutokseen sillan poikkisuuntaisessa jäykkyydessä siten, että jäykkyys on vähentynyt.

Yleisesti jos tutkaillaan raskaimmin kuormitettua vaihetta 9, huomataan että kuormitettujen pääpalkkien 3 ja 4 alalaippojen vetojännitykset ovat kasvaneet hieman, kun taas ylälaiippojen jännitykset ovat siirtyneet vedolta lähemmäs nollaa tai siirtyneet puristuspuolelle. Palkin 3 ylälaiipassa on mitattu vuonna 2019 0,2 MPa puristusta. Kaaren kannan vetotangon anturin M9 mittaama vetojännitys on laskenut, samoin kaaren kannan kotelopalkin anturin M11 jännitys. Muiden kolmen kotelopalkin anturin mittaama vetojännitys on noussut merkittävästi. Vetojännityksen lasku huomataan myös riipputangossa M17.

Voidaan ajatella, että Ahvenkosken langerpalkkisilta on vuoden 2019 koekuormituksessa pääpalkkiensa osalta toiminut lähempänä sitä toimintaperiaatetta, jonka mukaan se on mitoitettu. Pääpalkkien ylälaiippojen vetojännitys on laskenut, josta voidaan mahdollisesti

päätellä, että poikkileikkauksen jännitys jakauman neutraaliakseli on siirtynyt betonilaatan puolelta lähemmäs teräspalkin ylälaippaa.

Mielenkiintoisia ovat viitteet kannen poikittaisen toiminnan muutoksista. Esimerkiksi sillan riipputangon kuormituksen väheneminen kuormitusvaiheissa on viite siitä, että kuormat jakautuvat poikkisuunnassa sillankantta hieman eri tavalla, eikä kuorma siirry niin tehokkaasti poikkipalkkeilta riipputangoille. Lisäksi tuen T3 kotelopoikkipalkin uumien yläreunojen vetojännitysten kasvaminen ja alalaipan veto- ja puristusjännityksen pienentyminen maksimikuormitusvaiheissa 8 ja 9 ovat mielenkiintoinen ilmiö. On mahdollista, että muutokset johtuvat ajan myötä tapahtuneesta betonikannen halkeilusta ja betonin virumasta. Sito Oy:n vuonna 2012 tekemissä laskelmissa betonikansi on oletettu täysin halkeilleeksi.

Betoniteollisuuden vuonna julkaisun ”Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Osa 8: Taipuma” mukaan viruma vaikuttaa betonin taivutusjäykkyYTEEN ja sen arvoihin. Virumalla tarkoitetaan betonin muodonmuutoksen suuruuden kasvua puristusjännityksen pysyessä vakiona kautta tarkastelujakson. Suunnittelussa viruma otetaan huomioon käyttämällä virumalukua, jolla muutetaan betonin kimmokerrointa. Viruma on yksi osatekijä, joka vaikuttaa betonirakenteen taipumien suuruuteen. Viruman suuruus puolestaan riippuu betonin lujuudesta kuormitushetkellä. (Betoniteollisuus, s.2-3)

Myös shear lag -ilmiöllä on mahdollisesti vaikutusta liittopoikkileikkauksen toimintaan. Sweco Rakennetekniikka Oy:n vuonna 2015 julkaistun koulutusjulkaisun ”Rakenneanalyysi EC 1994” mukaan shear lag -ilmiöllä tarkoitetaan palkin laipan tasossa tapahtuvia leikkausmuodonmuutoksia. Tämä aiheuttaa liittorakenteen betonilaipan normaalijännitysten epätasaisen jakautumisen. Betonilaipan jännitys on suurimmillaan suoraa liittopalkin jänteen keskellä, ja laskee etäisyyden kasvaessa. Tämän takia mitoituksessa betonilaipan poikkileikkaukselle on tyypillisesti määritetty tehollinen leveys b_{eff} , kuten Ahvenkosken sillan liittopoikkileikkauksen mitoituksessa on tehty. Shear lagin

vaikutusta jännitysmittaustuloksiin ei olla tässä työssä tutkittu pidemmälle. (Sweco Rakennustekniikka Oy, 2015. s.12; Peltomaa, 2009. s.53-54)

5 TULOSTEN LUOTETTAVUUS JA ARVIOINTI

5.1 Mittauksiin liittyvän data-aineiston luotettavuus

Mittausaineiston data voidaan toteutusmenetelmiltään ja laitteistoltaan uskoa olevan laadukasta ja luotettavaa. Mittausten virhemarginaalit sekä taipumien että jännitysten osalta on raportoitu. Joitain mittausten aikana tapahtuneita virheitä on huomattu. Esimerkiksi vuoden 2014 koekuormituksessa takymetrillä tehtyjen taipumamittausten tuloksista puuttuu kokonaan anturin E7-mittausarvot, eikä puutteen syytä ole kirjattu. Vuonna 2019 koekuormituksen aikaisissa mittauksissa mittauspisteen E7-arvot puuttuvat joistain kuormitustilanteista kirkkaan takymetrimittauksia häirinneen auringonpaisteen takia. Takymetrilaitteiston mittausten virhemarginaaliksi on raportoitu 1 mm suuntaan tai toiseen.

Monitoroinnin toteutuksen kilpailutustilanteessa tehty anturivalinta voi osaltaan lisätä mittaustulosten epätarkkuutta. Antureiden kiinnitykseen liittyy paljon metallisia osia, kuten nähdään aiemmin kuvasta 16. Yksinkertaisempi anturi, joka hitsataan suoraan sillan teräsrakenteeseen, toimisi mahdollisesti tätä asennusmallia tarkemmin anturin kiinnityksen toimiessa ilman välikappaleita. Jokaisella kiinnitykseen liittyvällä osalla on omat lämpölaajenemiseen liittyvät ominaisuutensa, sekä geometriset, asennukseen tai osan valmistukseen liittyvät epätarkkuustekijänsä.

Kiinnitysratkaisun lisäksi myös antureiden virittämiseen liittyviin virhelähteisiin on hyvä kiinnittää huomiota. Käytettyjen antureiden esikiristäminen on ollut herkkä ja virhealtis toimenpide, joka on toteutettu työmaaolosuhteissa ulkona. Anturin venymämittauksen tarkkuusalue on 2500 mikrometriä per metri molempiin suuntiin mittausalueen keskikohdasta, eli neutraalikohdasta. Jos anturien esivirittämisessä on tapahtunut virhe, tai viritys on muuttunut esimerkiksi anturin kiinnityksen tai rakennusvaiheiden aikana, on mahdollista, että anturi saavuttaa venymämittausalueensa rajan eikä mittausdataan tallennu kuorman todellista suuruutta. Vaihtoehtoisesti toiseen suuntaan mittauspiste

voi mahdollisesti näyttää pientä kuormitusta, vaikka todellisuudessa rakenneosaa olisi mitattua suuremman jännityksen alaisena.

Ahvenkosken sillan tapauksessa sillan eri rakennusvaiheissa asennetut anturit ovat mahdollisesti koteloinnistaan huolimatta saaneet osumia tai odottamattomia rasituksia rakentamisen edetessä tai esimerkiksi telineiden purkamisen yhteydessä. Anturit ovat herkkiä laitteita, ja rakentamisaikaiset vaikutukset ovat voineet jäädä huomaamatta. Tämä mahdollisuus on huomioitava, kun pohditaan antureiden esikiristysten tarkkuutta ja mahdollista siitä johtuvaa mittausrvirhettä.

Kaavan (8) mukainen tulosten lämpötilakompensointi ei poista mittaustuloksista lämpötilasta johtuvia rakenteen pakkovoimia, joita syntyy rakenteeseen lämpötilan muuttuessa. Anturit on esikiristetty mittausalueelle kesän lämpötiloissa. Kesän kuormittamaton tilanne on antureiden esikiristyslämpötilan mukaan lähempänä asetettua nollatilaa, kuin talvipakkasen kuormittamaton tilanne. Tämä seikka on hyvä tiedostaa, kun luetaan mittaustuloksia.

Kuten aiemmin todettiin, itse mittauslaitteiston venymäantureiden mittaustarkkuus on yksi mikrostrain suuntaan tai toiseen. Tämän marginaalin sisään mahtuu 0,124 MPa suuruinen virhe kumpaankin suuntaan.

5.1.1 Etäisyyskompensointi

Anturin ja mitattavan pinnan sekä neutraaliakselin etäisyyksien vaikutuksen kompensoimattomuus on myös epävarmuustekijä mittaustuloksissa. Tässä tapauksessa virheen suuruus riippuu poikkileikkauksen neutraaliakselin sijainnista kaavan (9) ja mukaisesti, eikä neutraaliakselin sijainti ole tarkasti tunnettu. Antureiden ja mittauspintojen etäisyyksien välisten suhteiden vaikutusta tutkittiin pääpalkkien antureiden osalta kuormitusvaiheissa 1, 7 ja 9. Neutraaliakselin sijainti palkin poikkileikkauksessa määritettiin graafisesti mitattujen jännitysten avulla kuvassa 27 esitetyllä tavalla. Korjauskertoimet laskettiin kaavan (9) mukaisesti.

Taulukossa 23 on esitetty mittaustuloksille graafisen määrittelyn avulla saadut anturi- ja kuormitusvaihekohtaiset korjauskertoimet, ja taulukossa 24 edellä mainittujen antureiden ja koekuormitusvaiheiden osalta kompensoidut mittaustulokset.

Taulukko 23. Pääpalkkien antureiden korjauskertoimet eri koekuormitusvaiheissa.

Anturi	M1	M2	M3	M4	M5	M6
Korjauskerroin						
Vaihe 1	5,2	1,0	1,8	1,1	2,2	1,0
Vaihe 7	0,1	1,0	1,2	1,1	1,3	1,1
Vaihe 9	1,4	1,1	4,7	1,0	-0,9	1,0

Korjauskertoimet vaihtelevat tutkituissa tapauksissa itseisarvoiltaan arvojen 0,1 ja 5,2 välillä. Anturin M5 vaiheen 9 negatiivinen kerroin selittyy sillä, että tässä tapauksessa poikkileikkauksen jännitysjakautuman neutraaliakseli asettui anturin ja mitattavan pinnan väliin. Jännitys monitoroitavassa pääpalkin ylälaipassa on kompensoinnin jälkeen puristuspuolella, kun anturin mitaama jännitys oli vetoa.

Taulukko 24. Koekuormitusvaiheiden 1, 7 ja 9 alkuperäiset ja kompensoidut koekuormitustulokset sekä niiden vertailu.

	Anturi	M1	M2	M3	M4	M5	M6
	Ajovaihe						
2019 [MPa]	1	0,1	-4,1	-0,2	3,3	0,6	5,3
	7	0,3	7,1	1,8	-4,6	0,9	-4,1
	9	0,7	-4,9	-0,2	15,0	0,3	12,2
2019 Kompensoitu [MPa]	1	0,5	-4,3	-0,4	3,5	1,3	5,5
	7	0,0	7,4	2,1	-4,9	1,1	-4,3
	9	1,0	-5,2	-0,9	15,7	-0,3	12,7
Ero [MPa]	1	0,4	-0,2	-0,2	0,2	0,7	0,2
	7	-0,2	0,3	0,3	-0,4	0,2	-0,2
	9	0,2	-0,2	-0,7	0,7	-0,6	0,5
Ero [%]	1	428,5	5,0	72,4	6,5	129,5	4,1
	7	-90,2	4,9	14,9	7,8	25,5	5,2
	9	30,6	4,5	320,3	4,8	-190,4	4,4

Taulukosta 24 huomataan, että kompensoinnin mukainen ero tuloksissa vaihtelee itseisarvoltaan 0,2 MPa ja 0,7 MPa välillä. Suurimmat erot syntyvät suurimpien mittaustuloksien yhteydessä, sekä esimerkiksi anturin M3 ja vaiheen 9 tapauksessa siitä, että neutraaliakseli sijaitsee erittäin lähellä anturin M3 sijaintia.

Prosentuaaliset erot vaihtelevat. Suuria prosentuaalisia eroja syntyy niihin tilanteisiin, joissa mittaustulos on lähtökohtaisesti pieni, jolloin korjaus on yleensä suhteellisesti merkittävämpi kuin tilanteissa, joissa alkuperäinen mitattu tulos on suurempi. Tuloksia tutkiessa on hyvä muistaa, että venymäantureiden mittausrvirheen suuruus on kaavan (12) mukaan 0,124 MPa.

Pääosin voidaan todeta, että suuruusluokaltaan merkittävät mittaustulokset ovat vertailukelpoisia etäisyyskompensoinnin puutteellisuudesta huolimatta. Mainittakoon kuitenkin, että useiden työssä esitettyjen vaikutusten ja virhetekijöiden yhteisvaikutus voi johtaa virheellisiin mittaustuloksiin.

5.1.2 Reunapalkkien halkeilu tukien T2 ja T3 läheisyydessä

Sillan betonikansien sisemmissä reunapalkeissa tukien T2 ja T3 ympäristössä on havaittu halkeamia. Halkeamien syntyperää ja syytä on pohdittu aiemminkin, mutta yksiselitteistä syy-seuraussuhdetta ei ole löydetty. Kuvassa 38 nähdään reunapalkin halkeamat vaaleina jälkinä betonikannen reunoilla. Väri on kerääntyneen kosteuden aiheuttamaa kalkkihärmistymää halkeaman ympärillä.



Kuva 38. Sisempien reunapalkkien halkeilua tuen T2 luona (Erkkilä, 2019)

On pohdittu, että halkeilun on saattanut aiheuttaa sillan kaaren asennusvaiheessa tarvittu tunkkaus, tai riippuköysien asentamisesta syntyneet rasitustilat. Tunkattaessa sillan kannen teräksistä vääntökotelorakennetta tuettiin aputukien kohdalta, keskiaukon neljäsosapisteistä. Siirtymämittausten mukaan kuitenkin tunkkaamisen tai köysien asennusvaiheen ei olisi pitänyt aiheuttaa betoniteräsrakenteisen reunapalkin halkeilua. (Luokkakallio, 2020)

Myös Sito Oy:n vuonna 2013 laatimassa raportissa Ahvenkosken sillan riippuköysien asennus 15.10.-28.10. todetaan, että betonikannen jäykkyys vastasi mittausten mukaan halkeilemattoman kannen jäykkyyttä. Raportissa kirjoitetaan, että kannen jäykkyys oli jopa suurempi, kuin halkeilemattoman kannen laskennallinen jäykkyys. Raportin mukaan sillan reunapalkeissa ei havaittu aukeavia halkeamia sillan kansirakenteiden tunkkauksen aikana. 18.12.2020 käydyssä sähköpostikeskustelussa pohdittiin, että asennustilanteessa on voinut olla vaikeaa havaita juuri syntynyttä halkeamaa, koska kosteuden aiheuttamaa värimuutosta halkeaman ympärillä ei ole ollut näkyvissä. (Luokkakallio, 2020)

Tirkkonen toteaa 18.12.2020 lähetetyssä sähköpostissaan, että halkeamiin voi mahdollisesti vaikuttaa myös betonin luonnollinen kutistuma, josta merkittävä osa voi tapahtua vielä kuivumisen alkuvaiheen jälkeenkin. Tirkkonen kirjoittaa, että kutistuma vuoden päästä voi olla jopa kaksinkertainen verrattuna tyypilliseen laskennalliseen tarkasteluun 28 vuorokauden kohdalla. Tirkkosen mukaan vaikutusta on myös reunapalkkien normaalivoimalla tukien kohdalla. Rakenteelliselta määrittelyltään jatkuvat reunapalkit ovat vedolla tukilinjailla jo pelkän omapainonsa alla.

On hyödyllistä pohtia, voiko sillan sisempien reunapalkkien halkeilu tukien T2 ja T3 ympäristössä johtua mahdollisista rasituksista, jotka ovat jakautuneet rakenteeseen sellaisella odottamattomalla tavalla, jota ei mitoituksessa ole otettu huomioon.

Zhang kirjoittaa vuonna 2018 julkaistussa artikkelissaan Analysis on the Causes of Cracks in Bridges, että betonirakenteiden halkeilun syyt ovat monimutkaisia ja syyt vaikuttavat

toisiinsa, mutta halkeamien synnyllä on kuitenkin aina yksi tai useampi päätekijä. (Zhang, 2018. s.13)

Kuormituksen aiheuttamat halkeamat voidaan jakaa kahteen alaryhmään, primäärisiin kuormitushalkeamiin ja sekundäärisiin kuormitushalkeamiin. Primääristen halkeamien syntymisen syyt piilevät joko riittämättömässä mitoituksessa, rakennuksenaikaisissa odottamattomissa kuormituksissa tai käytönaikaisissa, suunnitteluun ja mitoitukseen nähden ylisuurissa kuormissa. (Zhang 2018. s.14)

Sekundääristen halkeamien syntysyyksi Zhang määrittelee rakenteen kokonaisuuden todellisen toiminnan sellaisella tavalla, jota ei suunnitteluvaiheessa olla oletettu. Myös pakollisten läpäisyjen tai kolojen vaikutusten huomioiminen voi olla suunnitteluvaiheessa hankalaa, ja ne voivat aiheuttaa siltaan rasituksia, joita ei täten olla pystytty täydellisesti ennustamaan. Zhangin mukaan sekundääriset kuormitushalkeamat ovat yleisempiä. (Zhang 2018. s.14)

National Academies of Sciences, Engineering, and Medicinen vuonna 2017 julkaistun kirjan Control of Concrete Cracking in Bridges mukaan sillan pituussuuntaan nähden poikittaisten halkeamien syy tuilla tai niiden lähistössä on yleensä negatiivinen taivutusmomentti sillan pysyvistä ja muuttuvista kuormituksista. Väännöstä aiheutuneet halkeamat ovat usein diagonaalisuuntaisia. (National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine, 2017. s.6-7)

Ahvenkosken langerpalkkisillan kansien halkeilu sillan tukien T2 ja T3 lähistöllä oli silmämääräisesti poikittaissuuntaista sillan pituussuuntaan nähden. Halkeamien kuriositeettia lisää kuitenkin se, että halkeamat vaikuttivat keskittyvän ainoastaan sisempiin reunapalkkeihin. Virheenarvioinnin kannalta reunapalkkien halkeilulla voi olla merkitystä liittorakenteen toiminnan kannalta, sillä halkeilua ei olla odotettu, eikä sen syntysyitä tai vaikutusmekanismeja tunneta täysin.

5.2 Laskentamallin ja laskentatulosten luotettavuus

Kuten Babuska ja Oden toteavat artikkelissaan "Verification and validation in computational engineering and science: basic concepts," että laskentamallien verifiointi tulee suorittaa kokeellisesta validoinnista riippumatta. Esimerkiksi validointiprosessi, jossa FEM-mallin verkkoparametria muunnellaan niin, että numeeriset ja kokeelliset tulokset vastaavat toisiaan on lähtökohtaisesti puutteellinen. Laskennallisten tulosten tarkkuus ei ole absoluuttista, vaan verifiointi tapahtuu valitulla toleranssilla. Myös käytetyt fyysiset tulokset, tässä tapauksessa mittaustulokset, voivat itsessään olla virheellisiä. Tämän takia mittausten toistettavuus on ensiarvoista. (Babuska, 2004)

Laskentamalli vastaa SOFiSTiK-mallin luonnin yhteydessä tehtyjen vertailujen mukaan hyvin alkuperäistä FinnSAP-laskentamallia. Mallien välillä on suoritettu vertailulaskentoja identtisillä kuormitustilanteilla, joiden avulla mallien toiminta ja niiden tuottamat tulokset on todettu riittävällä tarkkuudella vastaaviksi. Mallin tuottamien voimasuureiden voidaan siis luottaa vastaavan hyvin alkuperäisestä mallista vastaavassa tilanteessa saatavia voimasuureita. On silti mahdollista, että molemmissa laskentamalleissa on jokin jo alkuperäisestä FinnSAP-mitoitusmallista periytyvä virhe. Virheen syntyminen on ollut mahdollista myös SOFiSTiK-mallin luonnin yhteydessä, ja on mahdollista, että se on jäänyt huomaamatta mallien vertailusta ja verifiointilaskelmista huolimatta.

Jännitysten laskentaan käytetyt laskentapohjat lisäävät kuitenkin virheen mahdollisuutta. Virhe voi sisältyä alkuperäiseen laskentapohjaan, käytettyyn teoriaan tai tämän työn yhteydessä tehtyihin muutoksiin tai päätöksiin laskentapohjien käytön suhteen. On myös mahdollista, että voimasuureiden syötössä laskentapohjiin on tapahtunut virhe, jolloin laskentapohjan tuottama laskentatulos on lähtökohtaisesti virheellinen, vaikka käytetty pohja itsessään olisi virheetön.

6 JOHTOPÄÄTÖKSET

Monitorointijärjestelmän kattavuus ja toimivuus on Ahvenkosken langerpalkkisillan tapauksessa ollut riittävä ja tuottanut hyviä tuloksia. Monitorointijärjestelmä on toiminut pääosin kiitettävästi ja luotettavasti ja monitoroinnin raportointi on ollut kattavaa ja joustavaa tiiviissä yhteistyössä Mitta Oy:n kanssa. Monitoroinnin laajuus viiden vuoden jatkuva mittausajanjakso huomioon ottaen on ollut hieman ylimitoitettu. Mittauksista saadun datan määrä viiden vuoden mittausjakson ajalta ollut huomattavan suuri sen tämänhetkiseen käyttöön, hyödyntämiseen ja yleiseen tarpeeseen nähden.

Sillan jännitysten vertailusta vuosien 2014 ja 2019 välillä huomataan, että voimien jakautumisessa sillan rakenteessa on tapahtunut muutoksia. Muutokset eivät kuitenkaan ole rakenteen mitoituskeinoihin verrattuna kriittisiä. Suurimmat muutokset ovat tapahtuneet sillan tuuliristikon diagonaaleissa, pääpalkeissa ja kaaren kannan kotelopalkeissa, kuten todettiin kappaleessa 4.4 esitettyjen mittaustulosten yhteydessä.

Sillan koekuormitusten aikana mitattuja taipumia on vertailtu kappaleessa 4.4. Taipumat ovat myös pääosin linjassa koekuormitusten välillä, mutta taipumista huomattiin mahdollisia virheitä ja epätarkkuuksia. Syinä epäohdonmukaisuuksille on tässä työssä käsitelty joko mittausvirhettä, takymetrimittausta häirinyttä tekijää kuten auringonpaistetta tai rakenteen lämpötilan vaikutusta sen mekaanisiin ominaisuuksiin ja siten taipumiin.

Jännitysten ja taipumien laskentatulokset ovat linjassa koekuormituksista saatujen mittaustulosten kanssa, mutta laskennasta saadaan systemaattisesti suurempia voimasuureita, jännityksiä ja taipumia, kuin sillasta on mitattu. Laskennan tulokset ja vertailut koekuormitustulosten kanssa on esitetty kappaleessa 4.4 Voidaan todeta, että sillan mitoitus on varmalla puolella sillan todelliseen rakenteelliseen toimintaan nähden.

Syiksi sillan rakenteellisen toiminnan muutoksille on työssä pohdittu sillan betonikannen normaalia halkeilua, sekä koekuormitusten välistä merkittävää lämpötilaeroa. Sillan

kannen halkeilu on otettu huomioon sillan mitoitusvaiheessa. Myös koekuormitusten mittaustuloksista voidaan huomata, että vuoden 2019 koekuormituksessa silta on toiminut lähempänä sitä, miten sen on mitoituksen yhteydessä oletettu toimivan. Vuoden 2014 koekuormitus toteutettiin heti sillan valmistumisen jälkeen ennen sen käyttöönottoa, joten normaalia halkeilua ja virumaa ei betonirakenteissa todennäköisesti ole vielä ilmennyt. Syitä olettaa jonkin yksittäisen rakenteen muuttumista sillan normaalin toiminnan kannalta kriittiseksi ei tässä työssä löydetty.

Sillasta saatiin luotua moderni rakennemalli SOFiSTiK-ohjelmistolla, jota voidaan hyödyntää sillan käyttäytymisen analysointiin ja ennustamiseen yhdessä käsinlaskentaa vaativien Mathcad-laskentapohjien kanssa. Sillan toimintaa saatiin mallinnettua riittävällä tarkkuudella reaalityöntilanteeseen verrattuna. Laskentapohjien hyödyntäminen on esitetty kuvassa 33 ja laskentapohjat ovat tarpeen vaatiessa saatavissa Sitowise Oy:lta.

6.1 Suositukset

Luotaessa monitorointiohjelmaa, jonka tavoitteena on seurata sillan rakenteellista toimintaa, on hyvä huomioida käytettävien laskentamallien ja -ohjelmien tyyppien valinnassa monitorointiprojektin kesto, sekä tulevaisuuden näkymät käytettävien ohjelmistojen ja tiedostoformaattien suhteen. On syytä valita ohjelmistot ja formaatit, jotka ovat tulevaisuudessa yleisesti käytössä, jos monitoroinnin odotetaan jatkuvan vuosia. Näin ei törmätä tilanteeseen, jossa ohjelmiston teknisen tuen loppuminen tai teknisen osaamisen puute hankaloittaisi tulosten analysointia. On tarpeen tarkasti määritellä tilaajan kanssa yhteistyössä se, minkälaista hyötyä kerätystä informaatiosta toivotaan saatavan ja mitä käytännön toimia vaaditaan, että haluttuun tilanteeseen päästään. Tämä taas vaatii, että luodaan tarkka suunnitelma siitä, mihin tarkoituksiin ja sovellutuksiin kerättyä dataa tullaan käyttämään.

Laskentamallien ja monitoroinnin keston huomioimisen lisäksi kerättävän mittausdatan prosessointiin on syytä luoda selkeät ohjeistukset, joissa määritetään, kuinka tarkkaa dataa halutaan, ja missä formaatissa data tulee toimittaa. Usein suuresta määrästä

raakadataa ei ole itsessään hyötyä, vaan tarkoituksenmukaista on määritellä seurattavat seikat tarkasti ja raportoida tuloksia yhdenmukaisella tavalla kautta monitoroinnin. Raakadata on kuitenkin hyvä säilyttää, jos eteen tulee tilanne, jossa halutaan tutkia jotakin raportoiduissa tuloksissa esiintyvää anomaliaa tai yksityiskohtaa tarkemmin. Raportoidun datan tarkkuuden ja formaatin määrittelyn lähtökohtia voivat olla esimerkiksi aikajaksoittain toistuvat yhteenvedot maksimi-, minimi- ja keskiarvoista, tai ainoastaan ennalta määrätyn raja-arvon ylittävän datan raportoiminen.

Monitoroinnin suunnittelun ja kilpailutuksen yhteydessä on hyödyllistä tiedostaa myös ne mittausepä-tarkkuuksiin liittyvät riskit, joita mahdollisesti tehtävät antureiden asennussovellukset aiheuttavat. Jokainen ylimääräinen järjestelmään liittyvä muuttuja lisää virheen mahdollisuutta lopullisissa mittaustuloksissa.

Mikäli sillalla suoritetaan koekuormituksia, olisi syytä virittää anturit nollatilaan ennen kuormituksen aloittamista. Näin saadaan varmasti tarkkoja ja rakenteen toimintaa mahdollisimman hyvin kuvaavia tuloksia. Käytetystä anturista ja sillan ympäristöstä riippuen antureiden uudelleenviritys voi kuitenkin olla antureiden saavutettavuuden takia haastavaa tai aikaa vievää. Myös esimerkiksi perinteiset venymäliuskat voivat olla hyvä työkalu koekuormitusten monitoroinnissa.

Koekuormitusten aikataulun suunnittelussa on syytä ottaa huomioon myös se vuodenaika, jona kuormitukset toteutetaan. Erityisesti jos koekuormitusten tuloksia on tarkoitus vertailla saman sillan vastaavien kuormitusten kanssa myöhemmin, on järkevää suunnitella koekuormitukset niin, että ne toteutetaan samaan aikaan vuodesta. Tällöin koekuormitusten lämpötilat ovat todennäköisemmin lähempänä toisiaan, eikä turhaa aikaa kulu erilaisten lämpötilavaikutusten arviointiin. Monimuuttokaisissa rakenteissa lämpötilavaikutusten yhteyksien ja yhteisvaikutusten ymmärtäminen voi olla haastavaa. Muuttujien minimoinnilla parannetaan tulosten yleistä luotettavuutta varsinkin, jos kyseessä on mittaus, jolta odotetaan korkeaa tarkkuutta.

Ahvenkosken sillan rakenteen on useissa vertailuissa tässä työssä todettu toimivan varmalla puolella sen mitoitusnähtävyyden. Työn tekijän näkemys on se, että sillan rankimmin kuormitettujen rakenneosien tarkkailu säännöllisesti on tarkoituksenmukaista. Näitä osia mittaustulosten mukaan ovat sillan tuuliristikön diagonaalit, sen pääpalkit ja kaaren kantojen kotelopalkit. Huomiota on hyvä kiinnittää pitkäjänteisesti myös tukien läheisiin reunapalkkeihin ja niissä ilmenneeseen halkeiluun, jota on pohdittu kappaleessa 5.1.2, sillä halkeilun syy ja syntymekanismi ei ole täysin tunnettu. Tarkkailulla voidaan seurata tilanteen kehittymistä.

Työn tekijän näkemys on, että kokonaisuutena Ahvenkosken langerpalkkisillan monitorointi ja koekuormitukset ja niihin liittyvät suunnitelmat ja datan käsittely ovat olleen kohtuullisen onnistunut kokonaisuus, mutta prosessissa on useita vaihteita, jotka hyötyisivät tehostamisesta ja optimoinnista.

7 YHTEENVETO

Tässä diplomityössä on tutkittu Ahvenkosken itäisen langerpalkkisillan rakenteellista toimintaa käyttäen sillan monitoroinnista saatuja tuloksia. Työssä käsiteltyä monitorointia on suoritettu sillan valmistumisesta vuonna 2014 vuoteen 2019, ja siihen on kuulunut kaksi erillistä koekuormitusta, joiden tuloksia on käytetty analyysissa. Monitorointimenetelmä hyödynsi rakenteen mitoituksen mukaan kriittisiin sijainteihin sijoitettuja venymäantureita. Merkittävä osa työtä oli sillan rakenteellisen FEM-laskentamallin luonti SOFiSTiK-ohjelmistolla, käyttäen pohjana sillan alkuperäistä rakennemallia. Diplomityö toteutettiin Sitowise Oy:llä Väyläviraston tilauksesta.

Työssä on esitelty langerpalkkisilta rakenteena, sekä kyseessä olevan Ahvenkosken itäisen langerpalkkisillan erityispiirteitä. Monitorointijärjestelmä, sekä koekuormitusjärjestelyt on esitelty ja niiden tuloksia käyty läpi. Sillasta luotu rakennemalli on esitelty ja sen toimintaperiaate on läpikäyty. Laskennallisten tulosten tuottamisen prosessi on esitelty.

Työn tavoitteista jäätii sillan jatkuvan monitoroinnin analysoinnin suhteen, sillä työn laajuus ja kesto olisi tullut diplomityön vaatimaa laajuutta merkittävästi suuremmaksi. Sillasta ei tämän työn puitteissa luotu kuorilaskentamallia. Sillan laskennallista mallia ei ole myöskään kalibroitu muutamia tehtyjä jäyhyystarkasteluja pidemmälle, vaan työn puitteissa on tyydytty toteamaan sillan rakennemallin tuottamien tulosten vastaavan todellisuutta toistettavalla tavalla ja riittävällä tarkkuudella.

Ahvenkosken langerpalkkisillan monitorointitulosten käsittelyä voisi jatkaa perehtymällä viiden vuoden monitorointiajanjakson aikana kerättyyn dataan ja tutkimalla mekanismeja, joilla sillan toiminta on muuttunut vuosien saatossa. Jatkuvan mittauksen dataa voisi käyttää myös esimerkiksi lämpötilojen vaikutuksien pohdintaan, sekä käyttää jännityslaukaisimen tallentamia valokuvia ja saman ajanhetken mittaustietoja suurten ajoneuvojen ja kuljetusten ylitysmäärien ja niiden vaikutusten arviointiin.

Sillasta voitaisiin myös tässä työssä FEM-analyysissa hyödynnetyn palkkilaskentamallin lisäksi luoda yksityiskohtaisesti sillan rakennetta kuvaava kuorimalli, jolla saataisiin tulostettua tarkasti suoraa mallista rakenneosien jännitykset ja poikkileikkausten jännitysjakaumat. Myös mittausdatan käsittelyä olisi hyödyllistä jatkaa pidemmälle suorittamalla etäisyyskompensointi kaikille antureille, joille se on mahdollista suorittaa, edellytyksenä neutraaliakselin sijainnin tunteminen. Etäisyyskompensoinnin automatisointi tehostaisi muiden sillan mittaustulosten analysointia ja parantaisi niiden luotettavuutta.

Myös sillan tukien lähistöllä betonilaattojen reunapalkeissa havaittuja halkeamia olisi tarkoituksenmukaista tutkia jatkotutkimusten puitteissa tarkemmin, jotta niiden syntyisyys ja vaikutukset sillan rakenteelliseen toimintaan ymmärrettäisiin paremmin.

LÄHDELUETTELO

Ab Byggmästarens förlag, Kustannusosakeyhtiö Tammi 1969. Rakennustekniikan käsikirja
1. Yleiset perusteet. Helsinki. 684 s.

Babuska, I. Oden J.T. 2004. Verification and validation in computational engineering and science: basic concepts.

Betoniteollisuus. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Osa 8: Taipuma.
Saatavilla:
https://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/23188/Leaflet_8_Taipuma.pdf (Viitattu 4.3.2021)

Davila, M. Butler, L. Brilakis, I. Elshafie, M. 2016. Management of structural monitoring data of bridges using BIM

Dimense Oy, 2014. Ylimääräisen erikoiskuormituslavetin yliajon jännitysmittaustulokset.

Dimense Oy. 17.12.2014 Raportti: Ahvenkosken itäisen sillan S115 rakennuksen aikainen monitorointi ja koekuormitusmittaus

Finke, J. 2016. Static and dynamic characterization of tied arch bridges

Fmiodata, 2019. Sääarkisto: Pyhtää lentokenttä 03.12.2019. Saatavilla:
<https://kilotavu.com/asema-paiva.php?aika=2019-12-03&asema=107029> (Viitattu 27.1.2021)

Insinööritoimisto FEMdata Oy. <http://femdata.fi/> (viitattu 17.4.20)

Liikennevirasto 2017. Eurokoodin soveltamisohje: Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet, NCCI 1. Saatavilla: https://julkaisut.vayla.fi/pdf8/lo_2017-24_ncci1_web.pdf (Viitattu 17.10.2020)

Liikennevirasto, 2016. Eurokoodin soveltamisohje, teräs- ja liittorakenteiden suunnittelu – NCCI 4. Saatavilla: https://julkaisut.vayla.fi/pdf8/lo_2016-27_ncci4_web.pdf (Viitattu 15.2.2021)

Liikennevirasto. 22.12.2016. Liikenneviraston oppaita 2/2016, Siltojen monitorointikäsikirja.

Liikennevirasto. 26.4.2016. Liikenneviraston ohjeita 18/2016, Siltojen monitorointiohje.

Lonetti, P. Pascuzzo, A. 2016. Dynamic Behavior of Tied-Arch Bridges under the Action of Moving Loads

Luokkakallio, J. 2020. Ahvenkosken diplomityön versio. [yksityinen sähköpostikeskustelu]. Vastaanottajat: Erkkilä, I., Peltomaa, M., Tirkkonen, T., Raunio, H., Lilja, H., Lyöri, V., Niemi, A. Lähetetty 18.12.2020 klo 12.38 (GMT +0200)

Lyöri, V. 2021. VS: Ahvenkosken diplomityön versio. [yksityinen sähköpostikeskustelu]. Vastaanottajat: Erkkilä, I., Tirkkonen, T., Luokkakallio, J., Raunio, H., Lilja, H., Peltomaa, M., Niemi, A. Lähetetty 21.1.2021 klo 13.42 (GMT +0200)

Massachusetts Institute of Technology, 2021. About Shell Elements. Saatavilla: <https://abaqus-docs.mit.edu/2017/English/SIMACAEELMRefMap/simaelm-c-shelloverview.htm> (Viitattu 12.2.2021)

Mitta Oy. 12.2019. Ahvenkosken itäisen sillan koekuormitusmittaus.

Mosavi, A. Seracino, R. Rizkalla, S. 2012. Effect of temperature on daily modal variability of a steel-concrete composite bridge.

National Academies of Sciences, Engineering and Medicine 2017. Control of Concrete Cracking in Bridges. Washington, Dc: The National Academies Press. 104 s. Saatavilla: <https://doi.org/10.17226/24689> (Viitattu 15.2.2021)

Oulun yliopisto, teknillisen mekaniikan laboratorio, 2014. Elementtimenetelmät II, Jännitysten laskenta, Solidi- ja kuorielementit.

Peltomaa, M. 2009. Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu eurokoodin mukaan. Tampereen teknillinen yliopisto: 177 s.

Peltomaa, M. 2020. Ahvenkosken diplomityön versio. [yksityinen sähköpostikeskustelu]. Vastaanottaja: Erkkilä, I., Luokkakallio, J., Tirkkonen, T., Raunio, H., Lilja, H., Lyöri, V., Niemi, A. Lähetetty 18.12.2020 klo 12.18 (GMT +0200)

Peltomaa, M. 2021. VS: Ahvenkosken diplomityön versio. [yksityinen sähköpostikeskustelu]. Vastaanottajat: Erkkilä, I., Tirkkonen, T., Luokkakallio, J., Raunio, H., Lilja, H., Lyöri, V., Niemi, A. Lähetetty 21.1.2021 klo 10.29 (GMT +0200)

Pfeifer. 10/2015. PFEIFER Tension Members. Saatavilla: https://www.pfeifer.info/out/assets/PFEIFER_TENSION-MEMBERS_BROCHURE_EN.PDF (Viitattu 4.2.2021)

Pulkkinen, P., Aalto, O-P., Laaksonen, A., et al. 2018. RIL 179-2018 SILLAT – suunnittelu, toteutus ja ylläpito. Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto ry, 509 s. ISBN 978-951-758-629-0

Salmi, T., Pajunen, S., 2010. Lujuusoppi. Tampere: Pressus Oy, 462 s. ISBN 978-952-983

SFS-EN 1994-1-1, 2004. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Suomen standardoimisliitto ry: 119 s.

Sito Oy. 04.02.2014. Vt7 (E18), Ahvenkosken itäinen silta, S115, Monitorointisuunnitelma.

Sito Oy. 1 2012. S115 Ahvenkosken itäinen silta, Rakennussuunnitelmaselostus.

Sito Oy. 2 2012. S115 Ahvenkosken itäinen silta, Pyhtää. Sillan suunnitelmapiirustukset.

Sito Oy. 3 2012. S115 Ahvenkosken itäinen silta, kansirakenteen laskelmat.

Sito Oy. 4 2013. Ahvenkosken sillan riippuköysien asennus 15.10.-28.10.

SOFiSTiK 2018. VERIFICATION MANUAL – Mechanical Benchmarks. 249 s.

SOFiSTiK. <https://www.sofistik.com/> (Viitattu 17.10.2020)

Suomen rakennusinsinöörien liitto ry, Suomen betoniyhdistys ry, Teräsrakenneyhdistys ry. 1981. Liittorakenteet 1982. Helsinki: Kirjapaino Painorengas Oy, 378 s.

Sweco Rakennustekniikka Oy 2015. Rakenneanalyysi EC 1994 -koulutus. 45 s.

Tielaitos, tiehallinto 1999. Siltojen kuormat. Saatavilla: <https://julkaisut.vayla.fi/sillat/julkaisut/skuoro00.pdf> (Viitattu 17.10.2020)

Tirkkonen, T. 2020. Ahvenkosken diplomityön versio. [yksityinen sähköpostikeskustelu]. Vastaanottajat: Erkkilä, I., Peltomaa, M., Luokkakallio, J., Raunio, H., Lilja, H., Lyöri, V., Niemi, A. Lähetetty 18.12.2020 klo 12.54 (GMT +0200)

Tyrrell, Henry. History of Bridge Engineering. First. Chicago: The G. B. Williams CO, 1911. Print.

Vagnoli, M. Remenye-Prescott, R. Andrews, J. 2017. Railway bridge structural health monitoring and fault detection: State-of-the-art methods and future challenges.

Vagnoli, M. Remenye-Prescott, R. Andrews, J. 2017. Railway Bridge Structural Health Monitoring and Fault Detection: State-of-Art Methods and Future Challenges

Zhang, L. Gang, W. Cheng, X. 2020. A rapid output-only damage detection method for highway bridges under a moving vehicle using long-gauge strain sensing and the fractal dimension

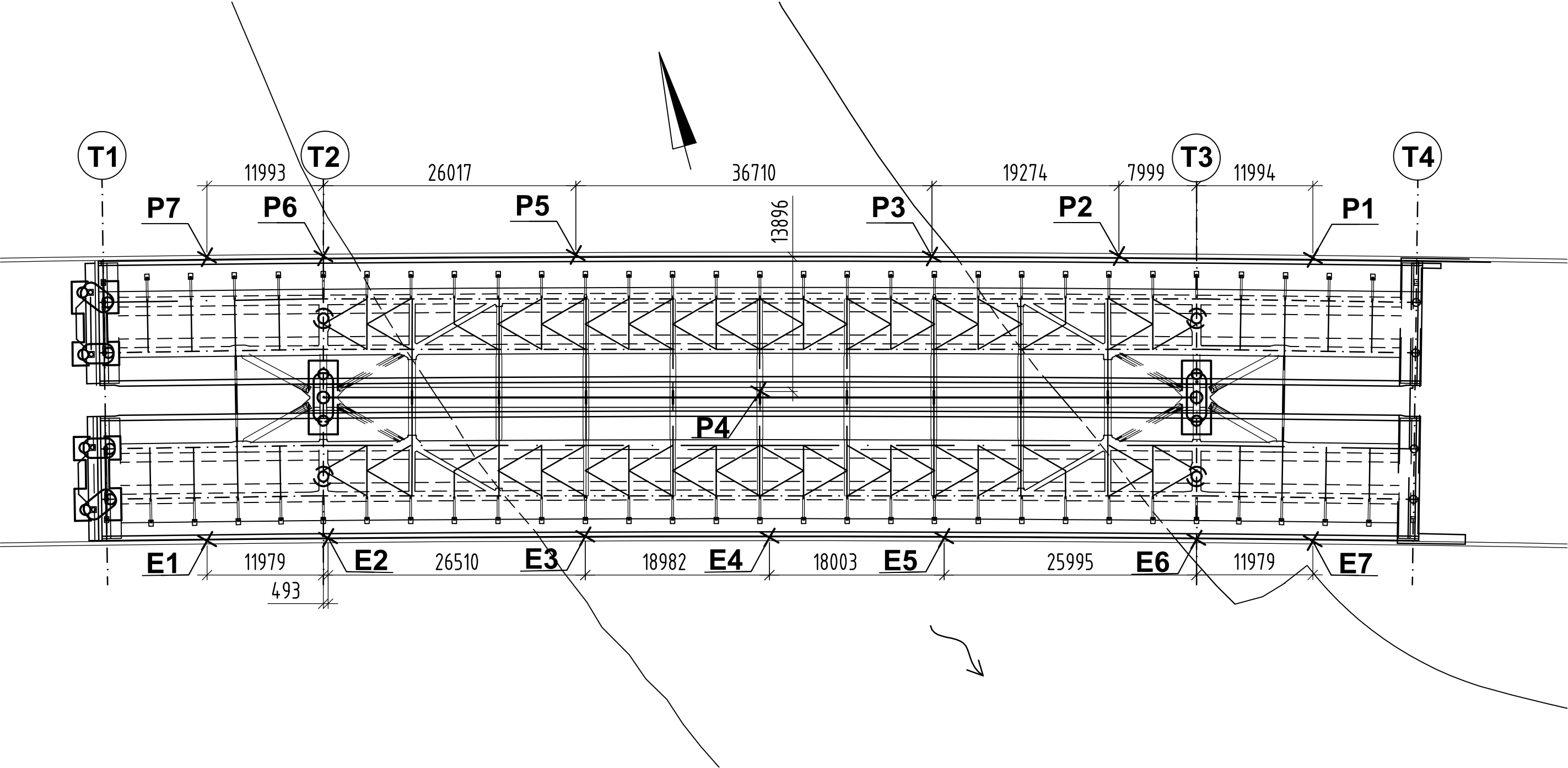
Zhang, T. 2018. Analysis on the Causes of Cracks in Bridges. Journal of Construction Research.

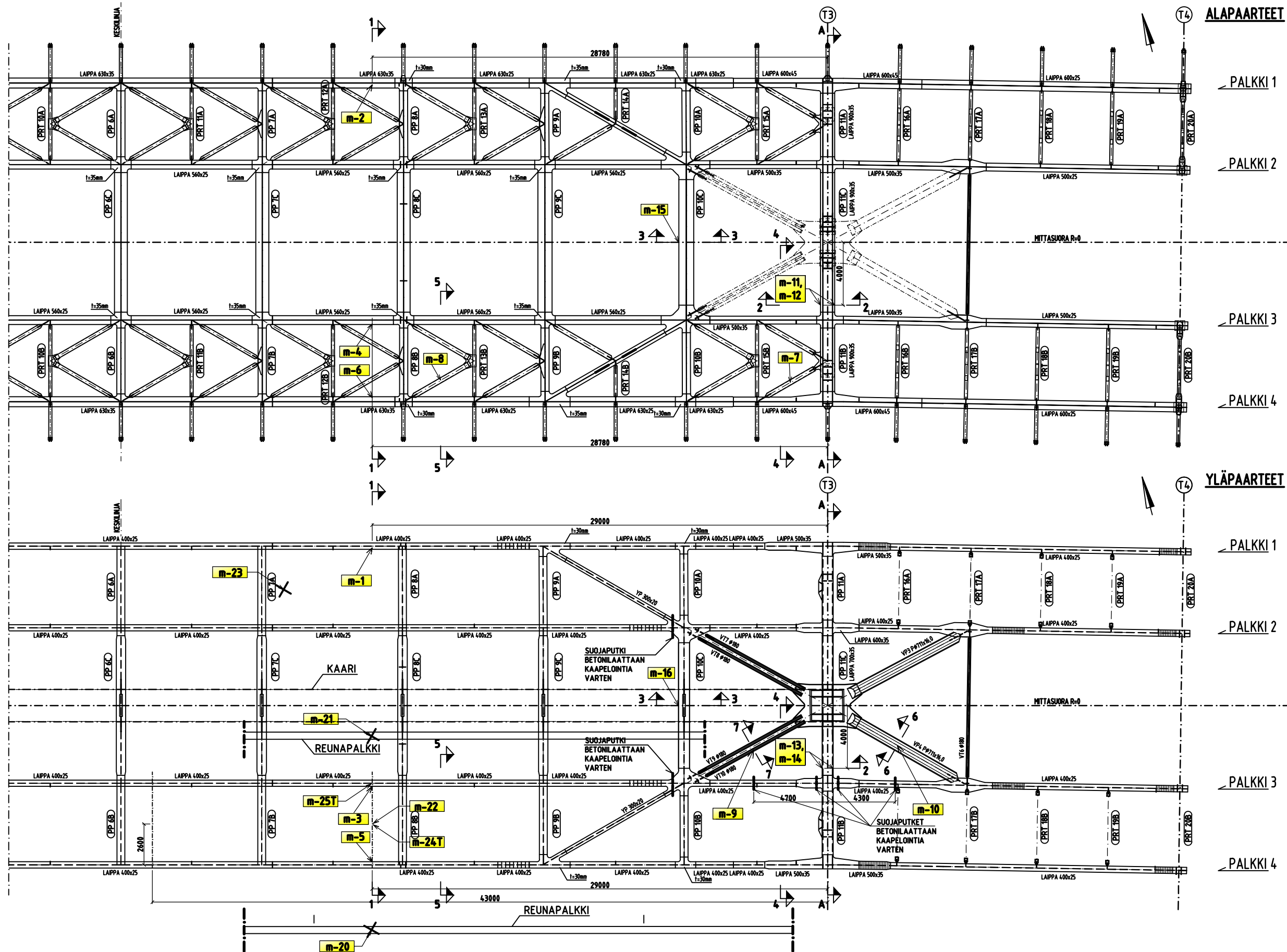
Zolghadri, N. Halling, M. Barr, P. Foust, N. 2015. Effects of Temperature on Bridge Dynamic Properties.

Liite 1.
Rakennemallin analyttiset poikkileikkaussuureet.
(1/1)

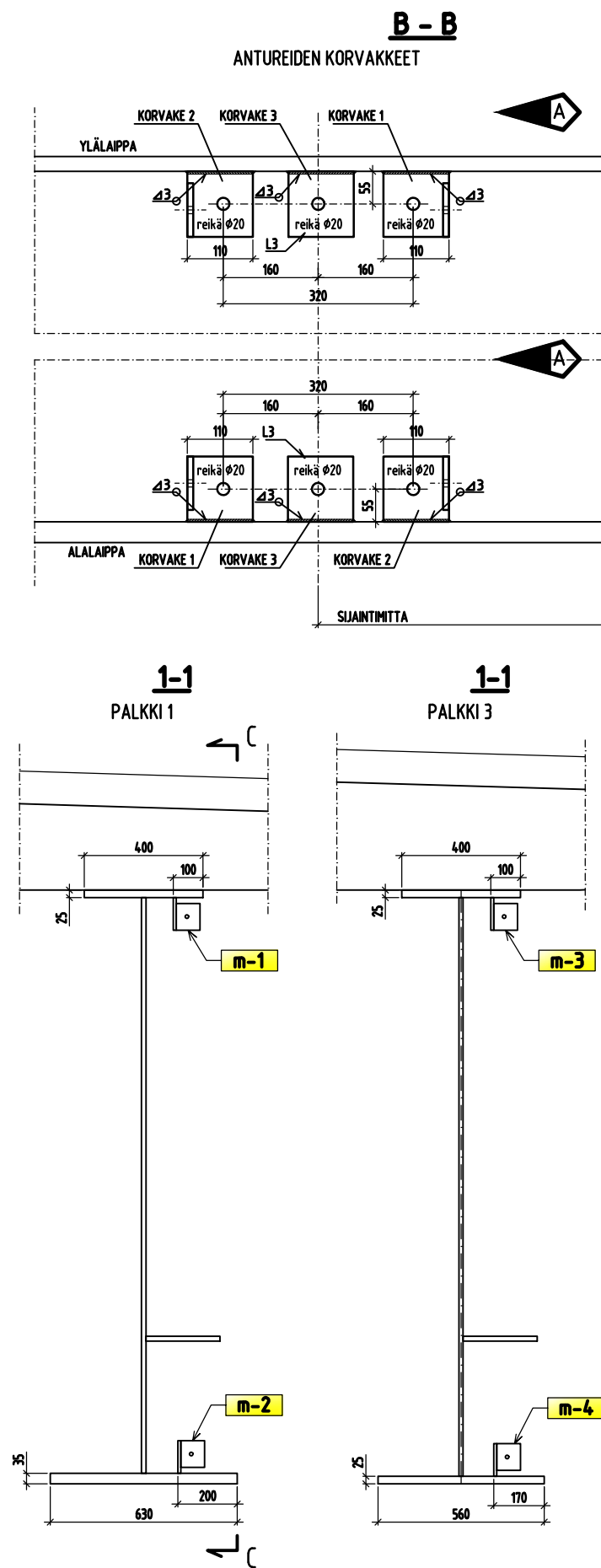
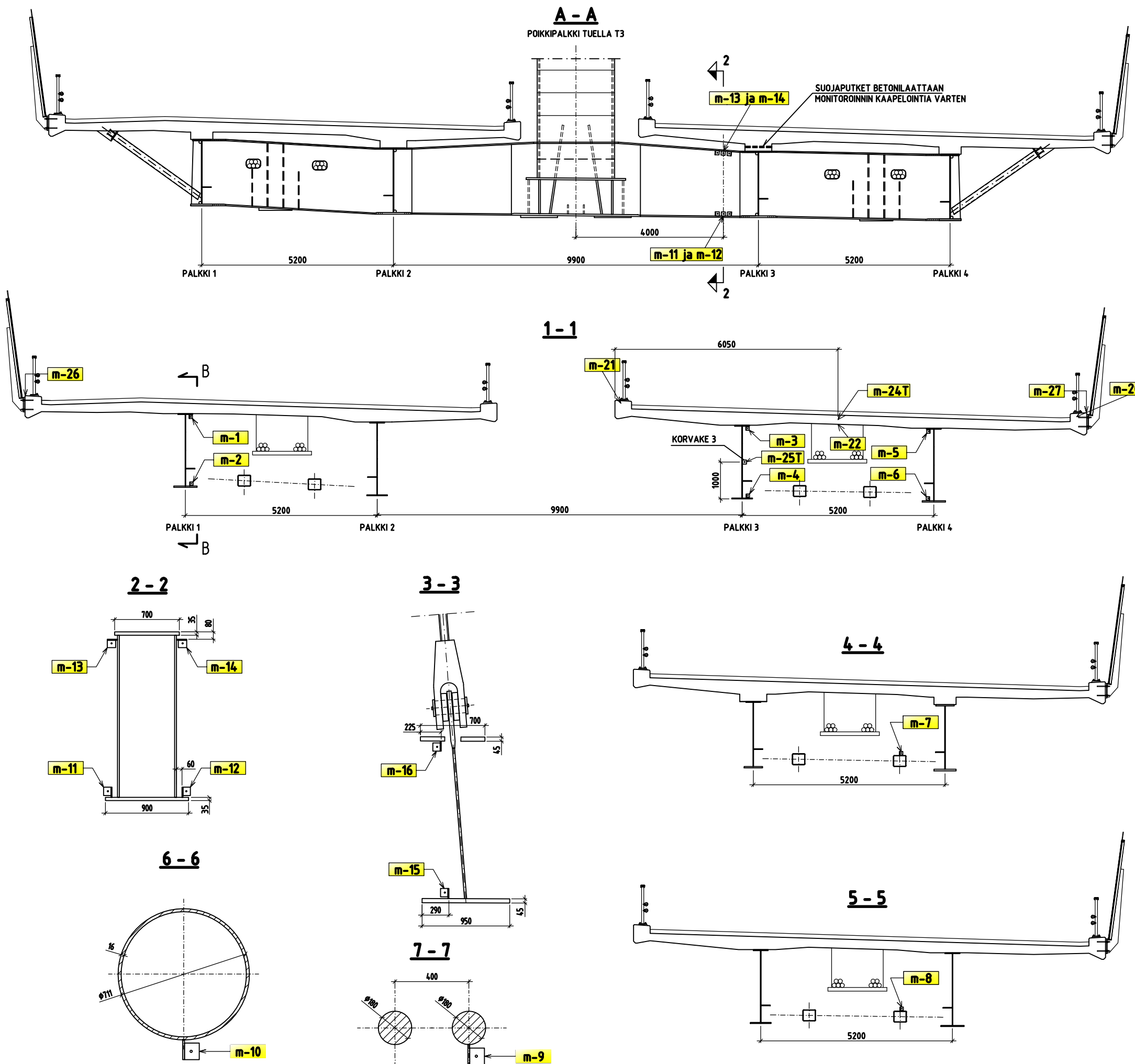
[illegible]

TAKYMETRIMITTAUSPISTEET AHVENKOSKEN SILLALLA

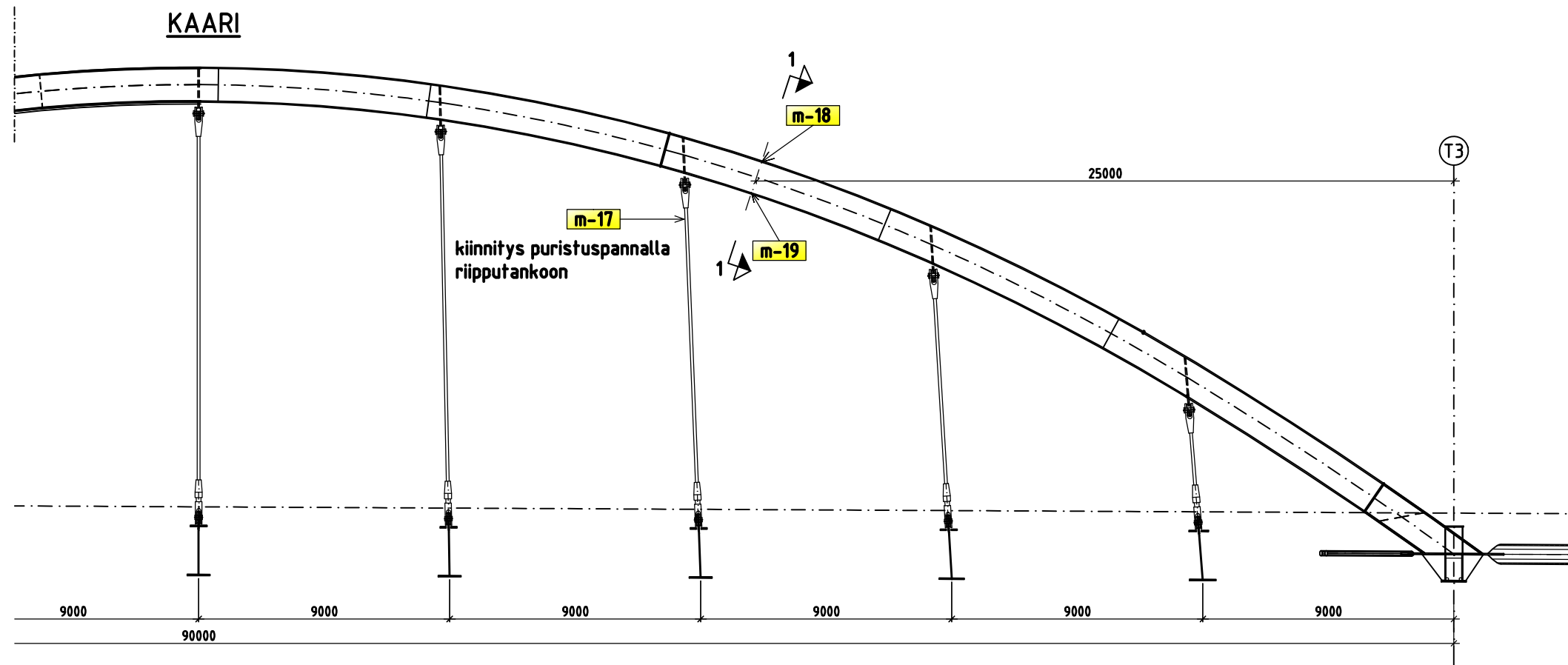




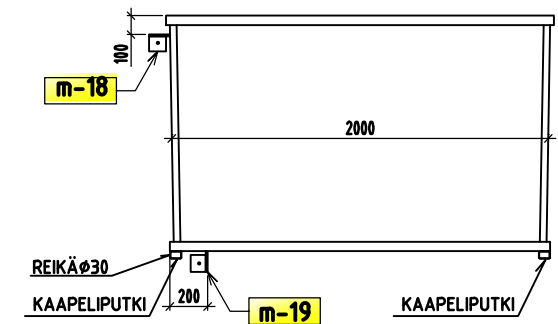
Liite 3 (2/3).
Venymäantureiden sijainti sillalla



Liite 3 (3/3).
Venymäantureiden sijainti sillalla



**1 - 1 Poikkileikkaus
riipputankojen välissä**



Liite 4. (1/2)
Koekuormitustilanteiden mittaustulokset ja niiden vertailu

Vuosi 2014 / Staattiset ajovaiheet / [MPa]

Ajovaihe	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11	M12	M13	M14	M15	M17	M18	M19	M20	M22	M23
1	0,9	-4,1	0,4	1,6	0,8	4,3	-5,9	-19,9	3,0	-3,1	0,8	-2,5	8,1	1,2	-0,3	-1,4	-2,1	-3,3	-2,1	-1,5	0,2
2	0,8	-0,1	1,2	-0,3	0,8	-0,1	-3,9	0,7	0,5	-0,5	0,5	-1,6	1,0	1,2	0,6	-1,5	1,3	1,1	-0,2	0,3	-0,7
3	1,0	-1,7	1,1	1,7	0,8	6,3	-4,5	-0,5	-0,8	-0,6	0,7	-2,1	2,9	2,1	0,3	-5,2	-0,4	1,9	-2,0	0,0	-0,5
4	1,2	5,0	1,3	2,0	1,1	5,6	-3,9	2,1	1,0	-0,6	1,0	-2,0	2,6	2,0	0,1	3,2	-2,3	2,2	-1,7	0,2	-0,7
5	1,2	-0,6	1,1	-2,9	1,0	-4,2	-3,5	1,1	-1,1	0,4	0,8	-1,4	1,6	1,7	1,0	-2,7	1,5	1,3	-1,2	0,2	-2,1
6	1,4	6,7	2,1	-0,5	1,5	1,2	-3,8	-2,0	14,3	-7,9	1,8	-1,9	2,8	-4,5	-3,0	37,6	-7,3	-9,6	-0,9	-0,5	-1,6
7	1,2	10,9	2,7	-4,7	1,5	-4,7	-1,2	18,5	11,5	-5,7	1,7	-0,8	-7,3	-8,8	-2,2	39,3	-4,6	-5,7	1,0	1,0	-2,0
8	0,5	-5,8	0,5	1,6	1,3	3,9	-6,6	-21,3	4,5	-2,0	1,2	-8,1	12,7	0,5	-2,4	0,3	-3,2	-4,6	-4,3	0,6	-2,0
9	0,7	-5,4	0,6	10,3	1,5	12,2	-7,0	-31,7	10,5	-4,0	1,6	-8,2	13,1	0,0	-2,8	10,0	-6,1	-8,4	-6,7	-1,0	-1,8

Vuosi 2019 / Staattiset ajovaiheet / [MPa]

Ajovaihe	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11	M12	M13	M14	M15	M17	M18	M19	M20	M22	M23
1	0,1	-4,1	-0,2	3,3	0,6	5,3	-1,3	-18,2	1,3	-0,8	0,1	-1,0	7,7	0,7	-0,6	-0,9	-2,7	-3,8	-2,0	-0,1	0,0
2	0,0	-0,9	0,2	-0,7	0,4	-1,4	0,2	0,2	-0,1	0,4	-0,2	0,0	5,8	0,6	0,2	-0,6	0,3	0,4	0,5	0,0	0,0
3	0,0	-2,9	0,3	1,7	0,6	5,2	-0,5	-3,7	-1,6	0,0	-0,1	-0,5	7,0	3,7	-0,1	-3,3	-1,5	1,2	-2,7	0,1	0,0
4	0,1	2,7	0,6	1,9	0,7	5,2	-0,1	-1,5	1,0	-0,1	0,1	-0,3	6,7	3,7	-0,4	1,8	-3,3	1,9	-2,1	0,1	0,0
5	0,0	-3,1	0,3	-2,3	0,5	-1,8	0,5	0,2	-1,0	1,3	0,0	0,1	6,0	3,7	0,4	-1,5	0,8	1,3	0,4	0,0	0,0
6	0,5	3,4	1,3	0,5	0,9	5,1	0,3	-3,5	13,5	-3,7	2,7	-0,1	7,9	2,7	-0,8	32,1	-7,2	-8,3	1,1	0,1	-0,3
7	0,3	7,1	1,8	-4,6	0,9	-4,1	5,4	15,3	11,8	-2,8	2,8	0,9	2,1	-0,1	-0,1	32,3	-4,6	-4,3	3,8	0,3	-0,5
8	0,6	-5,0	-0,6	7,8	0,2	7,8	-5,1	-19,6	1,7	-1,1	0,1	-1,3	14,2	4,4	-1,1	-2,2	-3,7	-4,4	-2,5	0,1	-0,2
9	0,7	-4,9	-0,2	15,0	0,3	12,2	-7,4	-29,1	6,2	-4,4	0,4	-1,5	18,3	4,1	-1,4	6,0	-6,3	-8,3	-3,8	0,5	-0,1

Vertailu / Staattiset ajovaiheet / [MPa]

Ajovaihe	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11	M12	M13	M14	M15	M17	M18	M19	M20	M22	M23
1	-0,8	0,0	-0,6	1,6	-0,2	1,1	4,5	1,8	-1,7	2,3	-0,7	1,6	-0,4	-0,5	-0,3	0,5	-0,7	-0,6	0,2	1,4	-0,2
2	-0,9	-0,8	-1,0	-0,3	-0,4	-1,3	4,2	-0,6	-0,6	0,9	-0,7	1,5	4,8	-0,6	-0,4	1,0	-1,0	-0,7	0,8	-0,3	0,7
3	-1,0	-1,2	-0,8	-0,1	-0,2	-1,1	4,0	-3,1	-0,8	0,6	-0,8	1,6	4,2	1,6	-0,4	1,9	-1,2	-0,7	-0,7	0,1	0,5
4	-1,1	-2,4	-0,7	-0,2	-0,4	-0,4	3,9	-3,6	0,1	0,5	-0,9	1,7	4,1	1,7	-0,5	-1,4	-1,0	-0,3	-0,4	-0,1	0,7
5	-1,1	-2,5	-0,7	0,6	-0,5	2,4	4,0	-0,9	0,1	0,9	-0,9	1,6	4,4	2,0	-0,6	1,2	-0,6	0,1	1,6	-0,3	2,1
6	-0,9	-3,3	-0,8	1,0	-0,6	3,8	4,1	-1,5	-0,8	4,3	1,0	1,7	5,1	7,2	2,2	-5,5	0,1	1,2	2,1	0,6	1,3
7	-0,9	-3,8	-0,9	0,1	-0,6	0,5	6,7	-3,2	0,3	2,9	1,1	1,7	9,4	8,7	2,1	-7,0	0,0	1,4	2,8	-0,8	1,6
8	0,1	0,8	-1,1	6,2	-1,2	3,9	1,5	1,7	-2,8	1,0	-1,1	6,8	1,5	3,9	1,3	-2,6	-0,4	0,2	1,8	-0,5	1,8
9	0,0	0,5	-0,9	4,7	-1,2	0,0	-0,4	2,6	-4,4	-0,5	-1,1	6,7	5,2	4,1	1,4	-4,0	-0,2	0,0	2,9	1,6	1,7

Liite 4. (2/2)

Koekuormitustilanteiden mittaustulokset ja niiden vertailu

Vuosi 2014 / Dynaamiset ajovaiheet / [MPa]

Ajovaihe	M1		M2		M3		M4		M5		M6		M7		M8		M9		M10		M11		M12		M13		M14		M15		M17		M18		M19		M20		M22		M23	
Min / Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max
10	-1,0	-0,2	-3,9	-0,2	0,0	1,0	-3,9	4,2	-0,8	0,3	-5,4	7,4	-5,9	-4,4	-14,0	-0,9	0,6	5,4	0,5	1,9	0,8	1,7	-7,4	-5,9	-8,2	-6,0	-4,1	-2,8	-2,4	-1,4	-1,9	5,0	-3,4	0,2	-5,4	-0,3	-10,2	-2,3	-1,3	3,0	-3,3	-2,0
11	-1,0	-0,1	-5,2	-0,6	-0,3	0,9	-3,6	6,0	-0,8	0,1	-5,6	10,2	-6,2	-4,2	-18,8	-0,7	0,7	5,1	0,3	4,9	-5,9	1,7	-7,8	-6,0	-8,2	-4,3	-4,1	-0,9	-2,5	-1,4	-4,6	4,4	-3,2	0,0	-5,4	-0,3	-15,4	-2,5	0,0	1,6	-3,4	-1,7
12	-1,1	-0,1	-5,2	-0,4	-0,1	1,4	-6,2	14,4	-0,8	0,2	-8,3	17,7	-6,3	-4,3	-20,1	-1,3	0,5	8,5	-1,7	2,0	-5,2	-4,2	-7,9	-6,0	-10,2	-1,1	-4,6	-3,2	-2,7	-1,4	-1,6	9,6	-6,2	0,2	-9,2	0,5	-14,4	-1,3	-0,2	2,2	-3,2	-1,5

Vuosi 2019 / Dynaamiset ajovaiheet / [MPa]

Ajovaihe	M1		M2		M3		M4		M5		M6		M7		M8		M9		M10		M11		M12		M13		M14		M15		M17		M18		M19		M20		M22		M23	
Min / Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max
10	-1,1	0,7	-2,7	0,9	-1,2	0,6	-0,9	6,9	-0,9	0,5	-2,2	8,6	-1,3	0,6	-11,6	1,0	-2,6	1,7	-1,2	0,9	-0,5	1,0	-1,4	0,6	-0,9	2,1	-0,7	1,0	-1,1	0,6	-3,7	2,7	-3,0	0,6	-4,3	0,9	-5,0	2,3	-1,7	1,2	-1,4	0,9
11	-0,6	1,0	-2,9	0,7	-1,1	0,5	-2,4	3,7	-0,6	0,8	-3,4	6,4	-1,5	0,5	-12,1	0,2	-2,1	1,8	-1,2	0,8	-0,7	0,7	-1,2	0,7	-0,5	2,1	-0,8	1,0	-1,1	0,7	-1,8	3,1	-3,1	0,4	-3,8	1,4	-2,5	2,2	-0,8	1,0	-0,7	0,7
12	-1,1	0,6	-4,3	0,7	-1,1	1,7	-4,8	14,6	-0,8	0,9	-7,3	16,9	-1,5	0,7	-16,1	1,4	-2,6	4,0	-2,4	0,5	-0,5	1,0	-1,6	0,8	-0,2	6,7	-0,9	1,0	-1,2	0,7	-3,4	8,9	-5,5	0,7	-7,5	2,0	-8,0	4,2	-1,6	2,8	-1,5	0,6

Vertailu / Dynaamiset ajovaiheet / [Mpa]

Ajovaihe	M1		M2		M3		M4		M5		M6		M7		M8		M9		M10		M11		M12		M13		M14		M15		M17		M18		M19		M20		M22		M23	
Min / Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max
10	-0,1	0,9	1,2	1,0	-1,2	-0,4	3,0	2,7	-0,1	0,2	3,2	1,2	4,6	5,0	2,4	2,0	-3,2	-3,7	-1,7	-1,0	-1,2	-0,7	6,0	6,6	7,3	8,1	3,3	3,8	1,2	2,0	-1,8	-2,2	0,4	0,4	1,0	1,2	5,2	4,6	-0,4	-1,8	1,9	3,0
11	0,5	1,1	2,3	1,3	-0,7	-0,4	1,2	-2,3	0,2	0,7	2,2	-3,8	4,6	4,7	6,7	0,9	-2,8	-3,3	-1,5	-4,1	5,2	-1,0	6,6	6,7	7,7	6,3	3,3	1,9	1,4	2,1	2,8	-1,4	0,2	0,4	1,6	1,7	12,9	4,7	-0,9	-0,6	2,7	2,4
12	0,0	0,7	0,9	1,1	-1,0	0,3	1,3	0,2	0,0	0,7	1,0	-0,7	4,8	5,0	4,0	2,6	-3,2	-4,5	-0,6	-1,5	4,6	5,2	6,3	6,8	10,0	7,8	3,7	4,2	1,6	2,1	-1,8	-0,7	0,8	0,6	1,6	1,4	6,4	5,4	-1,5	0,5	1,6	2,1

Ahvenkosken langerpalkkisillan antureita vastaavien sijaintien jännitykset rakennemallista.

Ajovaihe	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11	M12	M13	M14	M15	M16	M17	M18	M19	M20	M21	M22	M23
1	7,0	-14,0	6,0	-12,0	-12,0	24,0	-33,7	-72,4	9,0	-7,5	-6,0	-6,0	7,0	8,0	-5,0	8,0	40,1	-1,0	-8,0	-12,0	-12,0	-	-
2	0,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	7,4	0,9	-0,2	0,5	-3,0	-3,0	3,0	3,0	0,0	-1,0	-2,3	1,0	1,0	0,0	0,0	-	-
3	2,0	-3,0	-5,0	11,0	-7,0	13,0	-10,7	-4,1	2,9	-1,5	-6,0	-6,0	7,0	6,0	-3,0	5,0	13,2	2,0	0,0	-4,0	-2,0	-	-
4	-5,0	9,0	-5,0	12,0	-5,0	10,0	-0,9	-2,1	3,8	-3,1	-4,0	-4,0	4,0	4,0	-6,0	10,0	12,1	4,0	-2,0	-4,0	-4,0	-	-
5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	5,2	-0,3	-0,9	1,4	-3,0	-3,0	3,0	3,0	1,0	-2,0	-2,2	1,0	0,0	4,0	1,0	-	-
6	-3,0	9,0	-2,0	7,0	-4,0	10,0	-7,1	-6,7	17,7	-16,5	-1,0	0,0	1,0	3,0	-10,0	16,0	36,8	8,0	-6,0	-23,0	-22,0	-	-
7	-11,0	22,0	3,0	-6,0	8,0	-13,0	1,2	34,6	8,7	-9,0	5,0	6,0	-6,0	-5,0	-6,0	9,0	-2,7	4,0	-4,0	-12,0	-10,0	-	-
8	10,0	-16,0	-6,0	16,0	-13,0	26,0	-43,9	-43,1	10,6	-8,5	-10,0	-10,0	12,0	12,0	-8,0	13,0	47,8	5,0	-1,0	-15,0	-13,0	-	-
9	14,0	-22,0	-3,0	26,0	-21,0	41,0	-57,6	-72,4	17,6	-14,8	-10,0	-10,0	13,0	13,0	-9,0	14,0	74,2	10,0	-5,0	-23,0	-23,0	-	-

YHTEENVETO: PERUSTILANNE, 0,5-KERTAINEN
 YHDISTELMÄ, ANTURIT M1 JA M2

MÄÄRÄÄVÄ = "Mmax"

VOIMASUUREET KOHDASSA	X = 27.75 m	Levykenttä nro	PL = "41"
$M_{Ed.TP} = -7.61 \cdot MN \cdot m$	$V_{Ed.TP} = 1.54 \cdot MN$	$M_{t.Ed.LP} = 0.77 \cdot MN \cdot m$	
$N_{Ed.LP} = 2.94 \cdot MN$	$M_{Ed.LP} = 9.39 \cdot MN \cdot m$	$V_{Ed.TP} = 1.54 \cdot MN$	$V_{Ed.LP} = -0.55 \cdot MN$

LAIPAT

Ylälaippa M1

$b_{f,y} = 400 \cdot mm$
 $t_{f,y} = 25 \cdot mm$

$\sigma_{f,y} = 190 \cdot \frac{N}{mm^2}$

$\frac{f_{y,355}(t_{f,y})}{\gamma_{M0}} = 355 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Alalaippa M2

$b_{f,a} = 630 \cdot mm$
 $t_{f,a} = 35 \cdot mm$

$\sigma_{f,a} = 23 \cdot \frac{N}{mm^2}$

$\frac{f_{y,355}(t_{f,a})}{\gamma_{M0}} = 355 \cdot \frac{N}{mm^2}$

YHTEENVETO: PERUSTILANNE, 0,5-KERTAINEN
 YHDISTELMÄ, ANTURIT M3 JA M4

$M\ddot{A}\ddot{A}R\ddot{A}\ddot{A}V\ddot{A} = "M_{max}"$

VOIMASUUREET KOHDASSA	X = 27.75 m	Levykenttä nro	PL = "91"
$M_{Ed.TP} = -6.87 \cdot MN \cdot m$	$V_{Ed.TP} = 1.33 \cdot MN$	$M_{t.Ed.LP} = 0.63 \cdot MN \cdot m$	
$N_{Ed.LP} = 3.18 \cdot MN$	$M_{Ed.LP} = 6.21 \cdot MN \cdot m$	$V_{Ed.TP} = 1.33 \cdot MN$	$V_{Ed.LP} = -0.29 \cdot MN$

LAIPAT

Ylälaippa M3

$b_{f,y} = 400 \cdot mm$
 $t_{f,y} = 25 \cdot mm$

$\sigma_{f,y} = 212 \cdot \frac{N}{mm^2}$

$\frac{f_y \cdot 355(t_{f,y})}{\gamma_{M0}} = 355 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Alalaippa M4

$b_{f,a} = 560 \cdot mm$
 $t_{f,a} = 25 \cdot mm$

$\sigma_{f,a} = -24 \cdot \frac{N}{mm^2}$

$\frac{f_y \cdot 355(t_{f,a})}{\gamma_{M0}} = 355 \cdot \frac{N}{mm^2}$

YHTEENVETO: PERUSTILANNE, 0,5-KERTAINEN
 YHDISTELMÄ, ANTURIT M5 JA M6

MÄÄRÄÄVÄ = "Mmax"

VOIMASUUREET KOHDASSA	X = 27.75 m	Levykenttä nro	PL = "41"
$M_{Ed.TP} = -7.61 \cdot MN \cdot m$	$V_{Ed.TP} = 1.54 \cdot MN$	$M_{t.Ed.LP} = 0.77 \cdot MN \cdot m$	
$N_{Ed.LP} = 2.94 \cdot MN$	$M_{Ed.LP} = 9.39 \cdot MN \cdot m$	$V_{Ed.TP} = 1.54 \cdot MN$	$V_{Ed.LP} = -1.1 \cdot MN$

LAIPAT

Ylälaippa M5

$b_{f,y} = 400 \cdot mm$
 $t_{f,y} = 25 \cdot mm$
 $\sigma_{f,y} = 190 \cdot MPa$

$$\frac{f_{y,355}(t_{f,y})}{\gamma_{M0}} = 355 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Alalaippa M6

$b_{f,a} = 630 \cdot mm$
 $t_{f,a} = 35 \cdot mm$
 $\sigma_{f,a} = 23 \cdot MPa$

$$\frac{f_{y,355}(t_{f,a})}{\gamma_{M0}} = 355 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

YHTEENVETO: PERUSTILANNE, 0,5-KERTAINEN YHDISTELMÄ, ANTURIT M11, M12, M13 JA M14

MÄÄRÄÄVÄ = "Mmin"

VOIMASUUREET KOHDASSA

X = 4.09 m

Levykenttä nro

PL = "PP2"

$$M_{Ed.TP} = 0 \cdot MN \cdot m \quad V_{Ed.TP} = 0 \cdot MN \quad LP\text{-kuormat sisältävät kaikkien mitoitusilanteiden kuormat}$$

$$N_{Ed.LP} = 0.76 \cdot MN \quad M_{Ed.LP} = -6.85 \cdot MN \cdot m \quad M_{p.Ed.LP} = -1.63 \cdot MN \cdot m \quad V_{Ed.LP} = 0.94 \cdot MN$$

$$N_{Ed.f.a} = 1.6 \cdot MN \quad M_{t.Ed.LP} = 0.02 \cdot MN \cdot m \quad V_{p.Ed.LP} = 0.62 \cdot MN$$

UUMAT

Shear lag on otettu huomioon kaaren ja sisemmän pääpalkin välissä ohentamalla uumia.

uuman_luokka_läh = "pl_luokka4"

uuman_luokka_kau = "pl_luokka3"

Pystyjäykisteväli

Käyttöaste
leikkaukselle

$$H_s = 1823 \cdot mm \quad t_{w.V} = 20 \cdot mm \quad t_w = 16.54 \cdot mm$$

$$a_s = 3950 \cdot mm$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b.Rd}} = 19.84\%$$

Normaalijännitykset

M13

$$\sigma_{w.yr.läh} = 51 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

leikkaus + vääntö

vääntö

Pelkästä normaalivoimasta aiheutuva normaalijännitys (ilman alalipalle tuulistikolta tulevaa normaalivoimaa)

M14

$$\sigma_{w.yr.kau} = 177 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{Ed} = 27.18 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{t.Ed} = 0.38 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

M11

$$\sigma_{w.ar.läh} = -157 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{Ed} = 27.18 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{N_{Ed.LP}}{A_{eff.s}} = 7.04 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

M12

$$\sigma_{w.ar.kau} = -31 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

YHTEENVETO: PERUSTILANNE, 0,5-KERTAINEN
 YHDISTELMÄ, ANTURIT M15 JA M16

$M\ddot{A}\ddot{A}R\ddot{A}\ddot{A}V\ddot{A} = "Mmin"$

VOIMASUUREET KOHDASSA

 Y = 0·mm

 Levykenttä nro

 PL = "p11_RT_Mmin"

$N_{Ed} = -2.7\cdot MN$

 $M_{Ed,y} = -8.62\cdot MN\cdot m$

 $M_{Ed,z} = 0.3\cdot MN\cdot m$

 $V_{Ed,z} = 1.24\cdot MN$

LAIPAT

Ylälaippa M16

$b_{f,y} = 425\cdot mm$

 $t_{f,y} = 45\cdot mm$

 $\sigma_s\left(H_s - 0.5t_{f,y}\right) = 155\cdot \frac{N}{mm^2}$

 $\frac{f_{y,355}\left(t_{f,y}\right)}{\gamma_{M0}} = 335\cdot \frac{N}{mm^2}$

Alalaippa M15

$b_{f,a} = 900\cdot mm$

 $t_{f,a} = 45\cdot mm$

 $\sigma_s\left(0.5t_{f,a}\right) = -144\cdot \frac{N}{mm^2}$

 $\frac{f_{y,355}\left(t_{f,a}\right)}{\gamma_{M0}} = 335\cdot \frac{N}{mm^2}$

YHTEENVETO: PERUSTILANNE, 0,5-KERTAINEN YHDISTELMÄ, ANTURIT M18 JA M19

Uuma 1-3

Jännitykset levykentän nurkissa

$$\sigma_1 = 142 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_3 = 26 \cdot \text{MPa}$$

Uuma 2-4

Jännitykset levykentän nurkissa

M18

$$\sigma_2 = 98 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_4 = -18 \cdot \text{MPa}$$

Laippa 1-2

Jännitykset levykentän nurkissa

$$\sigma_1 = 142 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = 98 \cdot \text{MPa}$$

Laippa 3-4

Jännitykset levykentän nurkissa

M19

$$\sigma_3 = 26 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_4 = -18 \cdot \text{MPa}$$

YHTEENVETO: PERUSTILANNE, 0,5-KERTAINEN
 YHDISTELMÄ, ANTURI M20

Pitkäaikaisyhdistelmä

$$M_{k,pit} = 20.5 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$\alpha_{oo} := \frac{E_s}{E_{cm,oo}} \qquad \alpha_{oo} = 14.790$$

$$\sigma_s := \frac{M_{k,pit} \cdot 1\text{m}}{z \cdot A_s}$$

M20

$$\sigma_s = -80 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_c := \frac{2}{x} \cdot \frac{M_{k,pit}}{z}$$

$$\sigma_c = -1.3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

YHTEENVETO: PERUSTILANNE, 0,5-KERTAINEN
 YHDISTELMÄ, ANTURI M21

Pitkäaikaisyhdistelmä

$$M_{k,pit} = 17.5 \cdot \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

$$\alpha_{oo} := \frac{E_s}{E_{cm,oo}} \qquad \alpha_{oo} = 14.790$$

$$\sigma_s := \frac{M_{k,pit} \cdot 1\text{m}}{z \cdot A_s}$$

M21

$$\sigma_s = -68 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_c := \frac{2}{x} \cdot \frac{M_{k,pit}}{z}$$

$$\sigma_c = -1.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

YHTEENVETO: VAIHE 7, ANTURIT M1 JA M2

$M_{\text{ÄÄRÄÄVÄ}} = "M_{\text{max}}"$

VOIMASUUREET KOHDASSA

 X = 27.75 m

 Levykenttä nro

 PL = "41"

$M_{\text{Ed.TP}} = -7.61 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$

 $V_{\text{Ed.TP}} = 1.54 \cdot \text{MN}$

 $M_{\text{t.Ed.LP}} = 1.55 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$

$N_{\text{Ed.LP}} = 2.99 \cdot \text{MN}$

 $M_{\text{Ed.LP}} = 10.7 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$

 $V_{\text{Ed.TP}} = 1.54 \cdot \text{MN}$

 $V_{\text{Ed.LP}} = -0.72 \cdot \text{MN}$

LAIPAT

Ylälaippa M1

$b_{\text{f.y}} = 400 \cdot \text{mm}$
 $t_{\text{f.y}} = 25 \cdot \text{mm}$

 $\sigma_{\text{f.y}} = 179 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

 $\frac{f_{\text{y.355}}(t_{\text{f.y}})}{\gamma_{\text{M0}}} = 355 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Alalaippa M2

$b_{\text{f.a}} = 630 \cdot \text{mm}$
 $t_{\text{f.a}} = 35 \cdot \text{mm}$

 $\sigma_{\text{f.a}} = 45 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

 $\frac{f_{\text{y.355}}(t_{\text{f.a}})}{\gamma_{\text{M0}}} = 355 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

YHTEENVETO: VAIHE 7, ANTURIT M3 JA M4

MÄÄRÄÄVÄ = "Mmax"

VOIMASUUREET KOHDASSA	X = 27.75 m	Levykenttä nro	PL = "91"
$M_{Ed.TP} = -6.87 \cdot MN \cdot m$	$V_{Ed.TP} = 1.33 \cdot MN$	$M_{t.Ed.LP} = 1.26 \cdot MN \cdot m$	
$N_{Ed.LP} = 3.22 \cdot MN$	$M_{Ed.LP} = 5.93 \cdot MN \cdot m$	$V_{Ed.TP} = 1.33 \cdot MN$	$V_{Ed.LP} = -0.26 \cdot MN$

LAIPAT

Ylälaippa M3

$b_{f,y} = 400 \cdot mm$
 $t_{f,y} = 25 \cdot mm$
 $\sigma_{f,y} = 215 \cdot \frac{N}{mm^2}$
 $\frac{f_{y,355}(t_{f,y})}{\gamma_{M0}} = 355 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Alalaippa M4

$b_{f,a} = 560 \cdot mm$
 $t_{f,a} = 25 \cdot mm$
 $\sigma_{f,a} = -30 \cdot \frac{N}{mm^2}$
 $\frac{f_{y,355}(t_{f,a})}{\gamma_{M0}} = 355 \cdot \frac{N}{mm^2}$

YHTEENVETO: VAIHE 7, ANTURIT M5 JA M6

$M_{\ddot{A}R\ddot{A}V\ddot{A}} = "M_{max}"$

VOIMASUUREET KOHDASSA
 $X = 27.75\text{ m}$
 Levykenttä nro
 $PL = "41"$

$M_{Ed.TP} = -7.61 \cdot MN \cdot m$
 $V_{Ed.TP} = 1.54 \cdot MN$
 $M_{t.Ed.LP} = 0.09 \cdot MN \cdot m$

$N_{Ed.LP} = 2.98 \cdot MN$
 $M_{Ed.LP} = 8.57 \cdot MN \cdot m$
 $V_{Ed.TP} = 1.54 \cdot MN$
 $V_{Ed.LP} = -1.11 \cdot MN$

LAIPAT

Ylälaippa M5

$b_{f,y} = 400 \cdot mm$
 $t_{f,y} = 25 \cdot mm$
 $\sigma_{f,y} = 198 \cdot MPa$

$$\frac{f_{y,355}(t_{f,y})}{\gamma_{M0}} = 355 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Alalaippa M6

$b_{f,a} = 630 \cdot mm$
 $t_{f,a} = 35 \cdot mm$
 $\sigma_{f,a} = 10 \cdot MPa$

$$\frac{f_{y,355}(t_{f,a})}{\gamma_{M0}} = 355 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

YHTEENVETO: VAIHE 7, ANTURI M7

Laskelmia Ahvenkosken sillan tuulisirtikon diagonaalien jännityksestä
anturi m7

Tuelta T3 sillan keskiaukkoon päin, eteläkannen ristikon ensimmäinen diagonaalipari,
sillan keskilinjasta nähden ulompi diagonaali

Pääpalkkien 3 ja 4 yhteenlaskettu vääntö

$$T_3 := 656.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$T_4 := 518.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$T_d := T_3 + T_4 = 1.175 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{ko} := 10.4 \text{ m}^2$$

tuuliristikon leveys $b_t := 5.2 \text{ m}$

$$Q := \frac{b_t \cdot T_d}{A_{ko} \cdot 2} = 293.725 \cdot \text{kN}$$

$$F1 := \frac{Q}{2} = 146.863 \cdot \text{kN}$$

diagonaalin normaalivoima

$$F2 := 2 \cdot F1 = 293.725 \cdot \text{kN}$$

diagonaalin poikkileikkaus on neliöputki 300x300x10

$$A_d := 115 \text{ cm}^2$$

diagonaalipoikkileikkauksen jännitys

$$f_d := \frac{F2}{A_d} = 25.541 \cdot \text{MPa}$$

YHTEENVETO: VAIHE 7, ANTURI M8

Laskelmia Ahvenkosken sillan tuulisirtikon diagonaalien jännityksestä
anturi m8

Tuulta T2 sillan keskiaukkoa kohti, kohta x=65366

Pääpalkkien 3 ja 4 yhteenlaskettu vääntö

$$T_3 := 734.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$T_4 := 856.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$T_d := T_3 + T_4 = 1.591 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{ko} := 10.4 \text{ m}^2$$

tuuliristikon leveys $b_t := 5.2 \text{ m}$

$$Q := \frac{b_t \cdot T_d}{A_{ko} \cdot 2} = 397.625 \cdot \text{kN}$$

$$F1 := \frac{Q}{2} = 198.813 \cdot \text{kN}$$

diagonaalin normaalivoima

$$F2 := 2 \cdot F1 = 397.625 \cdot \text{kN}$$

diagonaalin poikkileikkaus on neliöputki 300x300x10

$$A_d := 115 \text{ cm}^2$$

diagonaalipoikkileikkauksen jännitys

$$f_d := \frac{F2}{A_d} = 34.576 \cdot \text{MPa}$$

YHTEENVETO: VAIHE 7, ANTURIT M9 JA M10

M9 Puristusdiagonaali P711x16

$$L_{cr} := 8.9\text{m}$$

$$A := A_{d711 \times 16} = 3.494 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$i := i_{d711 \times 16} = 245.783 \cdot \text{mm}$$

Nurjahdusluokka

$$\alpha := 0.49$$

$$\gamma_{M1} := 1.1$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

$$\lambda := \frac{L_{cr}}{i \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0.474$$

$$\Phi := 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2 \right] = 0.679$$

$$\chi := \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 0.857$$

$$N_{b,Rd} := \frac{\chi \cdot f_y \cdot A}{\gamma_{M1}} = 9.667 \cdot \text{MN}$$

$$\frac{N_{b,Rd}}{A} = 276.728 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$N_{Ed} := -314.5 \text{ kN}$$

Poikkileikkauksen jännitys

$$\sigma_v := \frac{N_{Ed}}{A} = -9.002 \cdot \text{MPa}$$

M10 Vetodiagonaali P180

$$L_{cr} := 4500 \text{ mm}$$

$$A := (90 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 0.025 \text{ m}^2$$

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$N_{b,Rd} := \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{M2}} = 7.227 \cdot \text{MN}$$

Poikkileikkauksen jännitys

$$N_{Ed} := 441.7 \text{ kN}$$

(vetoa, fem-laskenta)

$$\sigma_v := \frac{0.5 N_{Ed}}{A} = 8.679 \cdot \text{MPa}$$

YHTEENVETO: VAIHE 7, ANTURIT M11, M12, M13 JA M14

MÄÄRÄÄVÄ = "Mmin"

VOIMASUUREET KOHDASSA

X = 4.09 m

Levykenttä nro

PL = "PP2"

$$M_{Ed.TP} = 0 \cdot MN \cdot m \quad V_{Ed.TP} = 0 \cdot MN \quad LP\text{-kuormat sisältävät kaikkien mitoitusilanteiden kuormat}$$

$$N_{Ed.LP} = 0.83 \cdot MN \quad M_{Ed.LP} = -6.5 \cdot MN \cdot m \quad M_{p.Ed.LP} = -1.64 \cdot MN \cdot m \quad V_{Ed.LP} = 0.83 \cdot MN$$

$$N_{Ed.f.a} = 1.6 \cdot MN \quad M_{t.Ed.LP} = -0.01 \cdot MN \cdot m \quad V_{p.Ed.LP} = 0.63 \cdot MN$$

UUMAT

Shear lag on otettu huomioon kaaren ja sisemmän pääpalkin välissä ohentamalla uumia.

uuman_luokka_läh = "pl_luokka4"

uuman_luokka_kau = "pl_luokka3"

Pystyjäykisteväli

Käyttöaste
leikkaukselle

$$H_s = 1823 \cdot mm \quad t_{w.V} = 20 \cdot mm \quad t_w = 16.54 \cdot mm$$

$$a_s = 3950 \cdot mm$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b.Rd}} = 17.4 \cdot \%$$

Normaalijännitykset

M13

$$\sigma_{w.yr.läh} = 45 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

leikkaus + vääntö

$$\tau_{Ed} = 23.83 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

vääntö

$$\tau_{t.Ed} = 0.21 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Pelkästä normaalivoimasta
aiheutuva
normaalijännitys (ilman
alaleipälle tuuliristikolta
tulevaa normaalivoimaa)

M14

$$\sigma_{w.yr.kau} = 172 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{Ed} = 23.83 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{N_{Ed.LP}}{A_{eff.s}} = 7.65 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

M11

$$\sigma_{w.ar.läh} = -152 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

M12

$$\sigma_{w.ar.kau} = -25 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

YHTEENVETO: VAIHE 7, ANTURIT M15 JA M16

MÄÄRÄÄVÄ = "Mmin"

VOIMASUUREET KOHDASSA
 Y = 0·mm
 Levykenttä nro
 PL = "p11_RT_Mmin"

N_{Ed} = -2.7·MN
 M_{Ed,y} = -9.02·MN·m
 M_{Ed,z} = 0.3·MN·m
 V_{Ed,z} = 1.12·MN

LAIPAT

Ylälaippa M16

b_{f,y} = 425·mm
 t_{f,y} = 45·mm
 $\sigma_s(H_s - 0.5t_{f,y}) = 164 \cdot \frac{N}{mm^2}$
 $\frac{f_{y,355}(t_{f,y})}{\gamma_{M0}} = 335 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Alalaippa M15

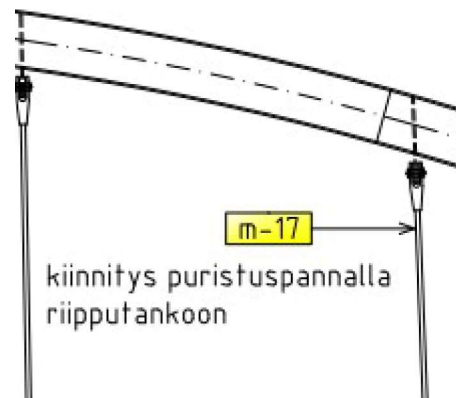
b_{f,a} = 900·mm
 t_{f,a} = 45·mm
 $\sigma_s(0.5t_{f,a}) = -150 \cdot \frac{N}{mm^2}$
 $\frac{f_{y,355}(t_{f,a})}{\gamma_{M0}} = 335 \cdot \frac{N}{mm^2}$

YHTEENVETO: VAIHE 7, ANTURI 17

Riipputangon jännitystila
 3. riipputanko idästä päin

m17

Vaihe 7



Vetotangon PFEIFER PV810 pinta-ala (piirustuksista)

$$A := 5600 \text{ mm}^2$$

VAIHE	N [kN]	V [kN]	Mt [kNm]	My [kNm]
vaihe7	-14,9	-0,02	0	-0,06

$$N := -14.9 \text{ kN}$$

$$\sigma_t := \frac{N}{A} = -2.661 \cdot \text{MPa}$$

YHTEENVETO: VAIHE 7, ANTURIT M18 JAM19

Uuma 1-3

Jännitykset levykentän nurkissa

$$\sigma_1 = 147 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_3 = 24 \cdot \text{MPa}$$

Uuma 2-4

Jännitykset levykentän nurkissa

M18

$$\sigma_2 = 102 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_4 = -22 \cdot \text{MPa}$$

Laippa 1-2

Jännitykset levykentän nurkissa

$$\sigma_1 = 147 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = 102 \cdot \text{MPa}$$

Laippa 3-4

Jännitykset levykentän nurkissa

$$\sigma_3 = 24 \cdot \text{MPa}$$

M19

$$\sigma_4 = -22 \cdot \text{MPa}$$

YHTEENVETO: VAIHE 7, ANTURI M20

Pitkäaikaisyhdistelmä

$$M_{k,pit} = 20.5 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$
$$\alpha_{oo} := \frac{E_s}{E_{cm,oo}}$$

$$\alpha_{oo} = 14.790$$

M20

$$\sigma_s := \frac{M_{k,pit} \cdot 1\text{m}}{z \cdot A_s}$$
$$\sigma_c := \frac{2}{x} \cdot \frac{M_{k,pit}}{z}$$

$$\sigma_s = -80 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$
$$\sigma_c = -1.3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

YHTEENVETO: VAIHE 7, ANTURI M21

Pitkäaikaisyhdistelmä

$$M_{k,pit} = 20.2 \cdot \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

$$\alpha_{oo} := \frac{E_s}{E_{cm,oo}} \qquad \alpha_{oo} = 14.790$$

M21

$$\sigma_s := \frac{M_{k,pit} \cdot 1\text{m}}{z \cdot A_s}$$

$$\sigma_s = -78 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_c := \frac{2}{x} \cdot \frac{M_{k,pit}}{z}$$

$$\sigma_c = -1.2 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

YHTEENVETO: VAIHE 8, ANTURIT M1 JA M2

$$M_{\text{ÄÄRÄÄVÄ}} = "M_{\text{max}}"$$

VOIMASUUREET KOHDASSA

$$X = 27.75 \text{ m}$$

Levykenttä nro

$$PL = "41"$$

$$M_{\text{Ed.TP}} = -7.61 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{Ed.TP}} = 1.54 \cdot \text{MN}$$

$$M_{\text{t.Ed.LP}} = 0.03 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$N_{\text{Ed.LP}} = 2.99 \cdot \text{MN}$$

$$M_{\text{Ed.LP}} = 8.39 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{Ed.TP}} = 1.54 \cdot \text{MN}$$

$$V_{\text{Ed.LP}} = -0.57 \cdot \text{MN}$$

LAIPAT

Ylälaippa M1

$$b_{\text{f.y}} = 400 \cdot \text{mm} \quad t_{\text{f.y}} = 25 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{\text{f.y}} = 200 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{f_{\text{y},355}(t_{\text{f.y}})}{\gamma_{\text{M0}}} = 355 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Alalaippa M2

$$b_{\text{f.a}} = 630 \cdot \text{mm} \quad t_{\text{f.a}} = 35 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{\text{f.a}} = 7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{f_{\text{y},355}(t_{\text{f.a}})}{\gamma_{\text{M0}}} = 355 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

YHTEENVETO: VAIHE 8, ANTURIT M3 JA M4

$$M_{\text{ÄÄRÄÄVÄ}} = "M_{\text{max}}"$$

VOIMASUUREET KOHDASSA

$$X = 27.75 \text{ m}$$

Levykenttä nro

$$PL = "91"$$

$$M_{\text{Ed.TP}} = -6.87 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{Ed.TP}} = 1.33 \cdot \text{MN}$$

$$M_{\text{t.Ed.LP}} = -0.14 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$N_{\text{Ed.LP}} = 3.23 \cdot \text{MN}$$

$$M_{\text{Ed.LP}} = 6.91 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{Ed.TP}} = 1.33 \cdot \text{MN}$$

$$V_{\text{Ed.LP}} = -0.37 \cdot \text{MN}$$

LAIPAT

Ylälaippa M3

$$b_{\text{f.y}} = 400 \cdot \text{mm} \quad t_{\text{f.y}} = 25 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{\text{f.y}} = 206 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{f_{\text{y},355}(t_{\text{f.y}})}{\gamma_{\text{M0}}} = 355 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Alalaippa M4

$$b_{\text{f.a}} = 560 \cdot \text{mm} \quad t_{\text{f.a}} = 25 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{\text{f.a}} = -8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{f_{\text{y},355}(t_{\text{f.a}})}{\gamma_{\text{M0}}} = 355 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

YHTEENVETO: VAIHE 8, ANTURIT M5 JA M6

$M_{\ddot{A}\ddot{R}\ddot{A}\ddot{V}\ddot{A}} = "M_{max}"$

VOIMASUUREET KOHDASSA
 $X = 27.75\text{ m}$
 Levykenttä nro
 $PL = "41"$

$M_{Ed.TP} = -7.61 \cdot MN \cdot m$
 $V_{Ed.TP} = 1.54 \cdot MN$
 $M_{t.Ed.LP} = 1.52 \cdot MN \cdot m$

$N_{Ed.LP} = 2.99 \cdot MN$
 $M_{Ed.LP} = 10.94 \cdot MN \cdot m$
 $V_{Ed.TP} = 1.54 \cdot MN$
 $V_{Ed.LP} = -1.23 \cdot MN$

LAIPAT

Ylälaippa M5

$b_{f,y} = 400 \cdot mm$
 $t_{f,y} = 25 \cdot mm$
 $\sigma_{f,y} = 177 \cdot MPa$
 $\frac{f_{y,355}(t_{f,y})}{\gamma_{M0}} = 355 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Alalaippa M6

$b_{f,a} = 630 \cdot mm$
 $t_{f,a} = 35 \cdot mm$
 $\sigma_{f,a} = 49 \cdot MPa$
 $\frac{f_{y,355}(t_{f,a})}{\gamma_{M0}} = 355 \cdot \frac{N}{mm^2}$

YHTEENVETO: VAIHE 8, ANTURI M7

Laskelmia Ahvenkosken sillan tuulisirtikon diagonaalien jännityksestä
anturi m7

Tuolta T3 sillan keskiaukkoon päin, eteläkannen ristikon ensimmäinen diagonaalipari,
sillan keskilinjasta nähden ulompi diagonaali

Pääpalkkien 3 ja 4 yhteenlaskettu vääntö

$$T_3 := -1137 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$T_4 := -884.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$T_d := T_3 + T_4 = -2.021 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{ko} := 10.4 \text{ m}^2$$

tuuliristikon leveys $b_t := 5.2 \text{ m}$

$$Q := \frac{b_t \cdot T_d}{A_{ko} \cdot 2} = -505.35 \cdot \text{kN}$$

$$F1 := \frac{Q}{2} = -252.675 \cdot \text{kN}$$

diagonaalin normaaliveikaus

$$F2 := 2 \cdot F1 = -505.35 \cdot \text{kN}$$

diagonaalin poikkileikkaus on neliöputki 300x300x10

$$A_d := 115 \text{ cm}^2$$

diagonaalipoikkileikkauksen jännitys

$$f_d := \frac{F2}{A_d} = -43.943 \cdot \text{MPa}$$

YHTEENVETO: VAIHE 8, ANTURI M8

Laskelmia Ahvenkosken sillan tuulisirtikon diagonaalien jännityksestä
anturi m8

Tuelta T2 sillan keskiaukkoon kohti kohta x=65366mm

Pääpalkkien 3 ja 4 yhteenlaskettu vääntö

$$T_3 := -931.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$T_4 := -1049 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$T_d := T_3 + T_4 = -1.981 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{ko} := 10.4 \text{ m}^2$$

tuuliristikon leveys $b_t := 5.2 \text{ m}$

$$Q := \frac{b_t \cdot T_d}{A_{ko} \cdot 2} = -495.225 \cdot \text{kN}$$

$$F1 := \frac{Q}{2} = -247.613 \cdot \text{kN}$$

diagonaalin normaaliveika

$$F2 := 2 \cdot F1 = -495.225 \cdot \text{kN}$$

diagonaalin poikkileikkaus on neliöputki 300x300x10

$$A_d := 115 \text{ cm}^2$$

diagonaalipoikkileikkauksen jännitys

$$f_d := \frac{F2}{A_d} = -43.063 \cdot \text{MPa}$$

YHTEENVETO: VAIHE 8, ANTURIT M9 JA M10

M9 Puristusdiagonaali P711x16

$$L_{cr} := 8.9\text{m}$$

$$A := A_{d711 \times 16} = 3.494 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$i := i_{d711 \times 16} = 245.783 \cdot \text{mm}$$

Nurjahdusluokka

$$\alpha := 0.49$$

$$\gamma_{M1} := 1.1$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

$$\lambda := \frac{L_{cr}}{i \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0.474$$

$$\Phi := 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2 \right] = 0.679$$

$$\chi := \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 0.857$$

$$N_{b,Rd} := \frac{\chi \cdot f_y \cdot A}{\gamma_{M1}} = 9.667 \cdot \text{MN}$$

$$\frac{N_{b,Rd}}{A} = 276.728 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$N_{Ed} := -298 \text{ kN}$$

Poikkileikkauksen jännitys

$$\sigma_v := \frac{N_{Ed}}{A} = -8.53 \cdot \text{MPa}$$

M9 Vetodiagonaali P180

$$L_{cr} := 4500 \text{ mm}$$

$$A := (90 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 0.025 \text{ m}^2$$

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$N_{b,Rd} := \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{M2}} = 7.227 \cdot \text{MN}$$

Poikkileikkauksen jännitys

$$N_{Ed} := 537.5 \text{ kN} \quad (\text{vetoa, fem-laskenta})$$

$$\sigma_v := \frac{0.5 N_{Ed}}{A} = 10.561 \cdot \text{MPa}$$

YHTEENVETO: VAIHE 8, ANTURIT M11, M12, M13 JA M14

MÄÄRÄÄVÄ = "Mmin"

VOIMASUUREET KOHDASSA

X = 4.09 m

Levykenttä nro

PL = "PP2"

$$M_{Ed,TP} = 0 \cdot MN \cdot m \quad V_{Ed,TP} = 0 \cdot MN \quad LP\text{-kuormat sisältävät kaikkien mitoitusilanteiden kuormat}$$

$$N_{Ed,LP} = 0.79 \cdot MN \quad M_{Ed,LP} = -7.55 \cdot MN \cdot m \quad M_{p,Ed,LP} = -1.64 \cdot MN \cdot m \quad V_{Ed,LP} = 1.19 \cdot MN$$

$$N_{Ed,f,a} = 1.6 \cdot MN \quad M_{t,Ed,LP} = 0.1 \cdot MN \cdot m \quad V_{p,Ed,LP} = 0.64 \cdot MN$$

UUMAT

Shear lag on otettu huomioon kaaren ja sisemmän pääpalkin välissä ohentamalla uumia.

uuman_luokka_läh = "pl_luokka4"

uuman_luokka_kau = "pl_luokka3"

Pystyjäykisteväli

Käyttöaste
leikkaukselle

$$H_s = 1823 \cdot mm \quad t_{w,V} = 20 \cdot mm \quad t_w = 16.54 \cdot mm$$

$$a_s = 3950 \cdot mm$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} = 26.36 \cdot \%$$

Normaalijännitykset

M13

$$\sigma_{w,yr.läh} = 63 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

leikkaus + vääntö

vääntö

$$\tau_{Ed} = 36.11 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{t,Ed} = 2.29 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Pelkästä normaalivoimasta aiheutuva normaalijännitys (ilman alalipalle tuuliristikolta tulevaa normaalivoimaa)

M14

$$\sigma_{w,yr.kau} = 189 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{Ed} = 36.11 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{N_{Ed,LP}}{A_{eff,s}} = 7.26 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

M11

$$\sigma_{w,ar.läh} = -167 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

M12

$$\sigma_{w,ar.kau} = -41 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

YHTEENVETO: VAIHE 8, ANTURIT M15 JA M16

MÄÄRÄÄVÄ = "Mmin"

VOIMASUUREET KOHDASSA
 Y = 0·mm
 Levykenttä nro
 PL = "p11_RT_Mmin"

$N_{Ed} = -2.7 \cdot MN$
 $M_{Ed,y} = -9.21 \cdot MN \cdot m$
 $M_{Ed,z} = 0.3 \cdot MN \cdot m$
 $V_{Ed,z} = 1.09 \cdot MN$

LAIPAT

Ylälaippa M16

$b_{f,y} = 425 \cdot mm$
 $t_{f,y} = 45 \cdot mm$
 $\sigma_s(H_s - 0.5t_{f,y}) = 168 \cdot \frac{N}{mm^2}$
 $\frac{f_{y,355}(t_{f,y})}{\gamma_{M0}} = 335 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Alalaippa M15

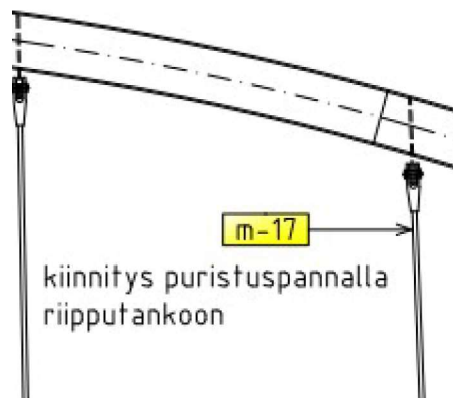
$b_{f,a} = 900 \cdot mm$
 $t_{f,a} = 45 \cdot mm$
 $\sigma_s(0.5t_{f,a}) = -152 \cdot \frac{N}{mm^2}$
 $\frac{f_{y,355}(t_{f,a})}{\gamma_{M0}} = 335 \cdot \frac{N}{mm^2}$

YHTEENVETO: VAIHE 8, ANTURI M17

Riipputangon jännitystila
 3. riipputanko idästä päin

m17

Vaihe 8



Vetotangon PFEIFER PV810 pinta-ala (piirustuksista)

$$A := 5600 \text{ mm}^2$$

VAIHE	N [kN]	V [kN]	Mt [kNm]	My [kNm]
vaihe8	267,4	-0,02	0	-0,07

$$N := 267.4 \text{ kN}$$

$$\sigma_t := \frac{N}{A} = 47.75 \cdot \text{MPa}$$

YHTEENVETO: VAIHE 8, ANTURIT M18 JAM19

Uuma 1-3

Jännitykset levykentän nurkissa

$$\sigma_1 = 144 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_3 = 22 \cdot \text{MPa}$$

Uuma 2-4

Jännitykset levykentän nurkissa

M18

$$\sigma_2 = 103 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_4 = -19 \cdot \text{MPa}$$

Laippa 1-2

Jännitykset levykentän nurkissa

$$\sigma_1 = 144 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = 103 \cdot \text{MPa}$$

Laippa 3-4

Jännitykset levykentän nurkissa

$$\sigma_3 = 22 \cdot \text{MPa}$$

M19

$$\sigma_4 = -19 \cdot \text{MPa}$$

YHTEENVETO: VAIHE 8, ANTURI M20

Pitkäaikaisyhdistelmä

$$M_{k,pit} = 21.5 \cdot \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

$$\alpha_{oo} := \frac{E_s}{E_{cm,oo}}$$

$$\alpha_{oo} = 14.790$$

M20

$$\sigma_s := \frac{M_{k,pit} \cdot 1\text{m}}{z \cdot A_s}$$

$$\sigma_s = -83 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_c := \frac{2}{x} \cdot \frac{M_{k,pit}}{z}$$

$$\sigma_c = -1.3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

YHTEENVETO: VAIHE 8, ANTURI M21

Pitkäaikaisyhdistelmä

$$M_{k,pit} = 20,9 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$\alpha_{oo} := \frac{E_s}{E_{cm,oo}} \qquad \alpha_{oo} = 14,790$$

M21

$$\sigma_s := \frac{M_{k,pit} \cdot 1 \text{ m}}{z \cdot A_s}$$

$$\sigma_s = -81 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_c := \frac{2}{x} \cdot \frac{M_{k,pit}}{z}$$

$$\sigma_c = -1,3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

YHTEENVETO: VAIHE 9, ANTURIT M1 JA M2

$$M_{\text{ÄÄRÄÄVÄ}} = "M_{\text{max}}"$$

VOIMASUUREET KOHDASSA

$$X = 27.75 \text{ m}$$

Levykenttä nro

$$PL = "41"$$

$$M_{\text{Ed.TP}} = -7.61 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{Ed.TP}} = 1.54 \cdot \text{MN}$$

$$M_{\text{t.Ed.LP}} = -0.44 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$N_{\text{Ed.LP}} = 3.02 \cdot \text{MN}$$

$$M_{\text{Ed.LP}} = 7.97 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{Ed.TP}} = 1.54 \cdot \text{MN}$$

$$V_{\text{Ed.LP}} = -0.58 \cdot \text{MN}$$

LAIPAT

Ylälaippa M1

$$b_{\text{f.y}} = 400 \cdot \text{mm} \quad t_{\text{f.y}} = 25 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{\text{f.y}} = 204 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{f_{\text{y},355}(t_{\text{f.y}})}{\gamma_{\text{M0}}} = 355 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Alalaippa M2

$$b_{\text{f.a}} = 630 \cdot \text{mm} \quad t_{\text{f.a}} = 35 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{\text{f.a}} = 1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{f_{\text{y},355}(t_{\text{f.a}})}{\gamma_{\text{M0}}} = 355 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

YHTEENVETO: VAIHE 9, ANTURIT M3 JA M4

$$M_{\text{ÄÄRÄÄVÄ}} = "M_{\text{max}}"$$

VOIMASUUREET KOHDASSA

$$X = 27.75 \text{ m}$$

Levykenttä nro

$$PL = "91"$$

$$M_{\text{Ed.TP}} = -6.87 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{Ed.TP}} = 1.33 \cdot \text{MN}$$

$$M_{\text{t.Ed.LP}} = 1.96 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$N_{\text{Ed.LP}} = 3.26 \cdot \text{MN}$$

$$M_{\text{Ed.LP}} = 7.37 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{Ed.TP}} = 1.33 \cdot \text{MN}$$

$$V_{\text{Ed.LP}} = -0.53 \cdot \text{MN}$$

LAIPAT

Ylälaippa M3

$$b_{\text{f.y}} = 400 \cdot \text{mm} \quad t_{\text{f.y}} = 25 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{\text{f.y}} = 202 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{f_{\text{y},355}(t_{\text{f.y}})}{\gamma_{\text{M0}}} = 355 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Alalaippa M4

$$b_{\text{f.a}} = 560 \cdot \text{mm} \quad t_{\text{f.a}} = 25 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{\text{f.a}} = 2 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{f_{\text{y},355}(t_{\text{f.a}})}{\gamma_{\text{M0}}} = 355 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

YHTEENVETO: VAIHE 9, ANTURIT M5 JA M6

$M_{\ddot{A}\ddot{R}\ddot{A}\ddot{V}\ddot{A}} = "M_{max}"$

VOIMASUUREET KOHDASSA
 $X = 27.75\text{ m}$
 Levykenttä nro
 $PL = "41"$

$M_{Ed.TP} = -7.61 \cdot MN \cdot m$
 $V_{Ed.TP} = 1.54 \cdot MN$
 $M_{t.Ed.LP} = -0.52 \cdot MN \cdot m$

$N_{Ed.LP} = 3.03 \cdot MN$
 $M_{Ed.LP} = 11.86 \cdot MN \cdot m$
 $V_{Ed.TP} = 1.54 \cdot MN$
 $V_{Ed.LP} = -0.82 \cdot MN$

LAIPAT

Ylälaippa M5

$b_{f,y} = 400 \cdot mm$
 $t_{f,y} = 25 \cdot mm$
 $\sigma_{f,y} = 169 \cdot MPa$
 $\frac{f_{y,355}(t_{f,y})}{\gamma_{M0}} = 355 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Alalaippa M6

$b_{f,a} = 630 \cdot mm$
 $t_{f,a} = 35 \cdot mm$
 $\sigma_{f,a} = 64 \cdot MPa$
 $\frac{f_{y,355}(t_{f,a})}{\gamma_{M0}} = 355 \cdot \frac{N}{mm^2}$

YHTEENVETO: VAIHE 9, ANTURI M7

Laskelmia Ahvenkosken sillan tuulisirtikon diagonaalien jännityksestä
anturi m7

Tuella T3 sillan keskiaukkoon päin, eteläkannen ristikon ensimmäinen diagonaalipari,
sillan keskilinjasta nähden ulompi diagonaali

Pääpalkkien 3 ja 4 yhteenlaskettu vääntö

$$T_3 := -1193 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$T_4 := -1459 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$T_d := T_3 + T_4 = -2.652 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{ko} := 10.4 \text{ m}^2$$

tuuliristikon leveys $b_t := 5.2 \text{ m}$

$$Q := \frac{b_t \cdot T_d}{A_{ko} \cdot 2} = -663 \cdot \text{kN}$$

$$F1 := \frac{Q}{2} = -331.5 \cdot \text{kN}$$

diagonaalin normaaliveika

$$F2 := 2 \cdot F1 = -663 \cdot \text{kN}$$

diagonaalin poikkileikkaus on neliöputki 300x300x10

$$A_d := 115 \text{ cm}^2$$

diagonaalipoikkileikkauksen jännitys

$$f_d := \frac{F2}{A_d} = -57.652 \cdot \text{MPa}$$

YHTEENVETO: VAIHE 9, ANTURI M8

Laskelmia Ahvenkosken sillan tuulisirtikon diagonaalien jännityksestä
anturi m8

T2:ltä sillan keskiaukkoa kohti, $x=65366\text{mm}$

Pääpalkkien 3 ja 4 yhteenlaskettu vääntö

$$T_3 := -1557\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$T_4 := -1774\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$T_d := T_3 + T_4 = -3.331 \times 10^3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$A_{ko} := 10.4\text{m}^2$$

tuuliristikon leveys $b_t := 5.2\text{m}$

$$Q := \frac{b_t \cdot T_d}{A_{ko} \cdot 2} = -832.75 \cdot \text{kN}$$

$$F1 := \frac{Q}{2} = -416.375 \cdot \text{kN}$$

diagonaalin normaalivoima

$$F2 := 2 \cdot F1 = -832.75 \cdot \text{kN}$$

diagonaalin poikkileikkaus on neliöputki 300x300x10

$$A_d := 115\text{cm}^2$$

diagonaalipoikkileikkauksen jännitys

$$f_d := \frac{F2}{A_d} = -72.413 \cdot \text{MPa}$$

YHTEENVETO: VAIHE 9, ANTURIT M9 JA M10

M10 Puristusdiagonaali P711x16

$$L_{cr} := 8.9m$$

$$A := A_{d711 \times 16} = 3.494 \times 10^4 \cdot mm^2$$

$$E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_y := 355 \frac{N}{mm^2}$$

$$i := i_{d711 \times 16} = 245.783 \cdot mm$$

$$\text{Nurjahdusluokka} \quad \alpha := 0.49$$

$$\gamma_{M1} := 1.1$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

$$\lambda := \frac{L_{cr}}{i \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0.474$$

$$\Phi := 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2] = 0.679$$

$$\chi := \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 0.857$$

$$N_{b,Rd} := \frac{\chi \cdot f_y \cdot A}{\gamma_{M1}} = 9.667 \cdot MN$$

$$\frac{N_{b,Rd}}{A} = 276.728 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$N_{Ed} := -517.5kN$$

Poikkileikkauksen jännitys

$$\sigma_v := \frac{N_{Ed}}{A} = -14.813 \cdot MPa$$

M9 Vetodiagonaali P180

$$L_{cr} := 4500mm$$

$$A := (90mm)^2 \cdot \pi = 0.025 m^2$$

$$f_y := 355 \frac{N}{mm^2}$$

$$N_{b,Rd} := \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{M2}} = 7.227 \cdot MN$$

Poikkileikkauksen jännitys

$$N_{Ed} := 894.8kN \quad (\text{vetoa, fem-laskenta})$$

$$\sigma_v := \frac{0.5N_{Ed}}{A} = 17.582 \cdot MPa$$

YHTEENVETO: VAIHE 9, ANTURIT M11, M12 JA M13

MÄÄRÄÄVÄ = "Mmin"

VOIMASUUREET KOHDASSA

X = 4.09 m

Levykenttä nro

PL = "PP2"

$M_{Ed,TP} = 0 \cdot MN \cdot m$
 $V_{Ed,TP} = 0 \cdot MN$
LP-kuormat sisältävät kaikkien mitoitusilanteiden kuormat

$N_{Ed,LP} = 0.84 \cdot MN$
 $M_{Ed,LP} = -7.61 \cdot MN \cdot m$
 $M_{p,Ed,LP} = -1.64 \cdot MN \cdot m$
 $V_{Ed,LP} = 1.24 \cdot MN$

$N_{Ed,f,a} = 1.6 \cdot MN$
 $M_{t,Ed,LP} = 0.13 \cdot MN \cdot m$
 $V_{p,Ed,LP} = 0.65 \cdot MN$

UUMAT

Shear lag on otettu huomioon kaaren ja sisemmän pääpalkin välissä ohentamalla uumia.

$uuman_luokka_läh = "pl_luokka4"$
 $uuman_luokka_kau = "pl_luokka3"$

$H_s = 1823 \cdot mm$
 $t_{w,V} = 20 \cdot mm$
 $t_w = 16.54 \cdot mm$
 $a_s = 3950 \cdot mm$

Pystyjäykisteväli
 Käyttöaste leikkaukselle
 $\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} = 27.92 \cdot \%$

Normaalijännitykset

		leikkaus + vääntö	vääntö	Pelkästä normaalivoimasta aiheutuva normaalijännitys (ilman alaleipälle tuuliristikolta tulevaa normaalivoimaa)
M13	$\sigma_{w,yr.läh} = 64 \cdot \frac{N}{mm^2}$	$\tau_{Ed} = 38.24 \cdot \frac{N}{mm^2}$	$\tau_{t,Ed} = 2.92 \cdot \frac{N}{mm^2}$	
M14	$\sigma_{w,yr.kau} = 190 \cdot \frac{N}{mm^2}$	$\tau_{Ed} = 38.24 \cdot \frac{N}{mm^2}$		$\frac{N_{Ed,LP}}{A_{eff,s}} = 7.71 \cdot \frac{N}{mm^2}$
M11	$\sigma_{w,ar.läh} = -167 \cdot \frac{N}{mm^2}$			
M12	$\sigma_{w,ar.kau} = -41 \cdot \frac{N}{mm^2}$			

YHTEENVETO: VAIHE 9, ANTURIT M15 JA M16

MÄÄRÄÄVÄ = "Mmin"

VOIMASUUREET KOHDASSA
 Y = 0·mm
 Levykenttä nro
 PL = "p11_RT_Mmin"

$N_{Ed} = -2.7 \cdot MN$
 $M_{Ed,y} = -9.25 \cdot MN \cdot m$
 $M_{Ed,z} = 0.3 \cdot MN \cdot m$
 $V_{Ed,z} = 1.43 \cdot MN$

LAIPAT

Ylälaippa M16

$b_{f,y} = 425 \cdot mm$
 $t_{f,y} = 45 \cdot mm$
 $\sigma_s(H_s - 0.5t_{f,y}) = 169 \cdot \frac{N}{mm^2}$
 $\frac{f_{y,355}(t_{f,y})}{\gamma_{M0}} = 335 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Alalaippa M15

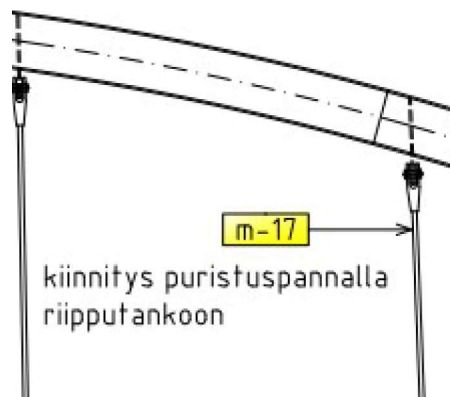
$b_{f,a} = 900 \cdot mm$
 $t_{f,a} = 45 \cdot mm$
 $\sigma_s(0.5t_{f,a}) = -153 \cdot \frac{N}{mm^2}$
 $\frac{f_{y,355}(t_{f,a})}{\gamma_{M0}} = 335 \cdot \frac{N}{mm^2}$

YHTEENVETO: VAIHE 9, ANTURI M17

Riipputangon jännitystila
 3. riipputanko idästä päin

m17

Vaihe 9



Vetotangon PFEIFER PV810 pinta-ala (piirustuksista)

$$A := 5600 \text{ mm}^2$$

VAIHE	N [kN]	V [kN]	Mt [kNm]	My [kNm]
vaihe9	415,7	-0,04	0	-0,14

$$N := 415.7 \text{ kN}$$

$$\sigma_t := \frac{N}{A} = 74.232 \cdot \text{MPa}$$

YHTEENVETO: VAIHE 9, ANTURIT M18 JAM19

Uuma 1-3

Jännitykset levykentän nurkissa

$$\sigma_1 = 148 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_3 = 17 \cdot \text{MPa}$$

Uuma 2-4

Jännitykset levykentän nurkissa

M18

$$\sigma_2 = 108 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_4 = -23 \cdot \text{MPa}$$

Laippa 1-2

Jännitykset levykentän nurkissa

$$\sigma_1 = 148 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = 108 \cdot \text{MPa}$$

Laippa 3-4

Jännitykset levykentän nurkissa

$$\sigma_3 = 17 \cdot \text{MPa}$$

M19

$$\sigma_4 = -23 \cdot \text{MPa}$$

YHTEENVETO: VAIHE 9, ANTURI M20

Pitkäaikaisyhdistelmä

$$M_{k,pit} = 23,5 \cdot \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$\alpha_{oo} := \frac{E_s}{E_{cm,oo}} \qquad \alpha_{oo} = 14.790$$

M20

$$\sigma_s := \frac{M_{k,pit} \cdot 1m}{z \cdot A_s}$$

$$\sigma_s = -91 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_c := \frac{2}{x} \cdot \frac{M_{k,pit}}{z}$$

$$\sigma_c = -1.4 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

YHTEENVETO: VAIHE 9, ANTURI M21

Pitkäaikaisyhdistelmä

$$M_{k,pit} = 23.5 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$\alpha_{oo} := \frac{E_s}{E_{cm,oo}} \qquad \alpha_{oo} = 14.790$$

M21

$$\sigma_s := \frac{M_{k,pit} \cdot 1\text{m}}{z \cdot A_s}$$

$$\sigma_c := -1.4 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_s = -91 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$